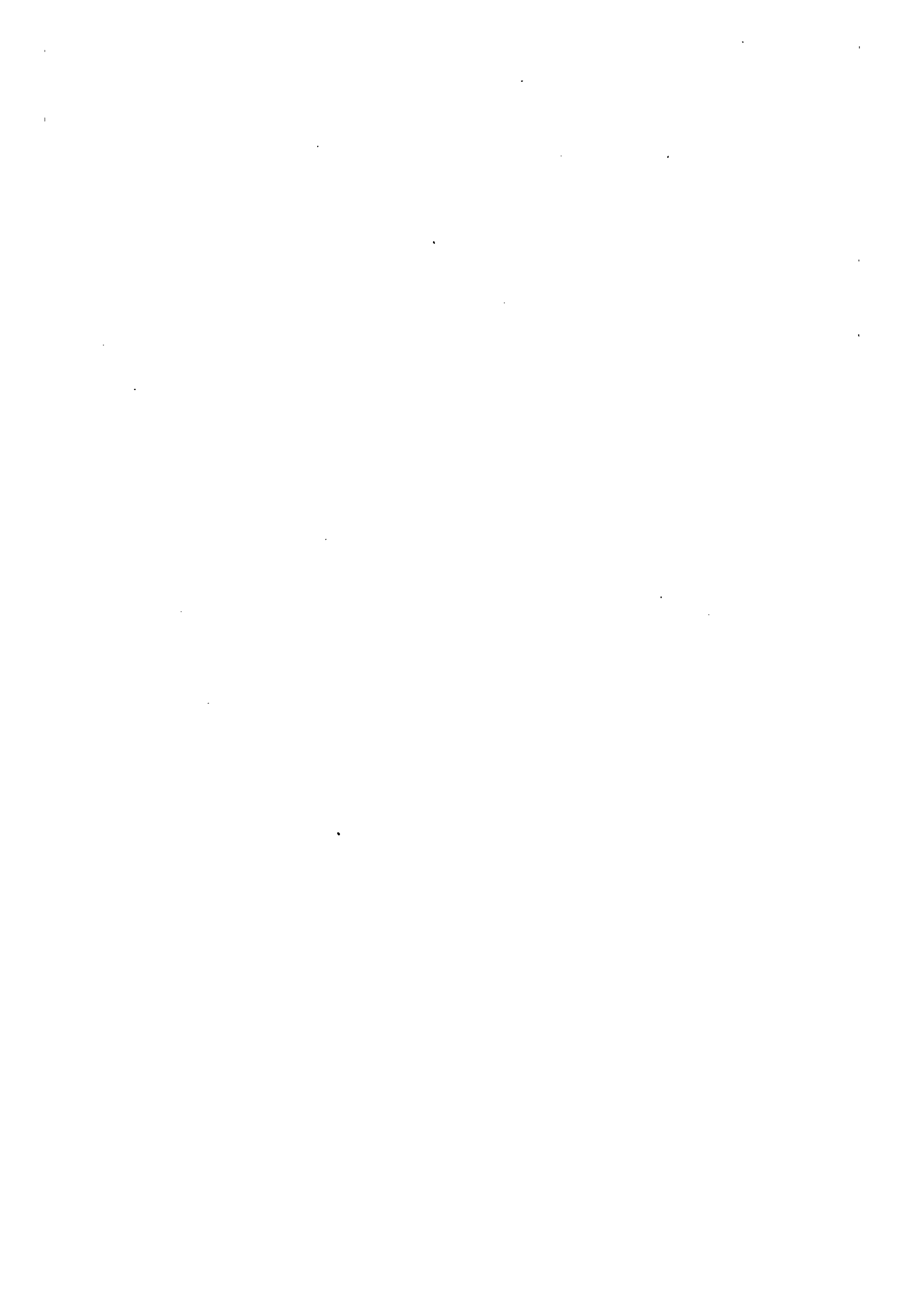




Grundrifs des Wasserbaues

Für Studierende und Ingenieure

von

Max Möller

Professor an der Herzoglich techn. Hochschule zu Braunschweig

In zwei Bänden

Band II

Der Flußbau. Der Kanalbau und Schiffahrtsbetrieb.
Der Wehrbau. Schleusen, Docks und Schiffshebewerke. Häfen.
Meliorationen, Seebau (auch Deiche und Siele), Schiffahrtszeichen.
Über wasserbautechnische Versuche.

Mit 464 Abbildungen

Leipzig
Verlag von S. Hirzel
1906.

Druck von Fischer & Wittig in Leipzig.

Inhaltsverzeichnis.

Band II.*)

Erster Abschnitt.

Der Flußbau.

I. Das fließende Wasser.

*) Band I umfaßt: Grundbau, Uferwände, Baggerungen und die Wasserstraßen Deutschlands. — 380 S., 314 Abb. — Preis geb. M. 7.50.

II. Flußbauten.

Zweiter Abschnitt.

Der Kanalbau und Schiffahrtsbetrieb.

Dritter Abschnitt.

Der Wehrbau.

VII. Talsperren und Stauweiher.

Vierter Abschnitt.

Schleusen, Docks und Schiffshebewerke.

I. Schleusen.

II. Dockanlagen.

III. Geneigte Ebenen und Schiffshebewerke.

Fünfter Abschnitt.

Häfen.

I. Binnenhäfen.

II. Seehäfen.

III. Die Hafeneinfahrt.

IV. Landestellen.

V. Kräne.

Sechster Abschnitt.

Meliorationen, Seebau (auch Deiche und Siele), Schiffahrtszeichen.

I. Bewässerungen und Entwässerungen (Meliorationen).

II. Seebau.

III. Schiffahrtszeichen. Betonnung und Beleuchtung der Küste.

Siebenter Abschnitt.

Über wasserbautechnische Versuche.

Nachträge.

Zu Band I.

Zu Seite 7. Empfehlenswerte Bücher:

Schmitt, Fundamente. Handbuch der Architektur, III. Teil: Die Hochbaukonstruktionen, 1. Band, Konstruktionselemente. Preis 18 M. Daselbst Fundamente zweite Abt. S. 283—406. Verlag Arnold Bergsträsser, Stuttgart.

Osthoff, Kosten-Berechnungen für Bauingenieure. 549 Seiten. Preis 12 M. J. J. Arndts Verlagsbuchhandlung, Leipzig.

Zu Seite 10:

Deutsch, „Der Wasserbau“. 2 Teile, geheftet Preis je 6 M. Verlag von Bernh. Friedr. Voigt, Leipzig.

Zu Seite 11. Literatur:

Lückemann, „Der Grundbau“, ein praktisches Handbuch. Preis geheftet 6 M. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.

Zu Seite 25. Zu 3c Pfähle aus Beton:

Hilgard, Über neuere Fundierungsmethoden mit Betonpfählen. Schweizerische Bauzeitung 1906, S. 32, 37, 94—97, 108—110 und 134—136.

Zu Seite 191. Zu IX. Rammungen:

Dasselbe; insbesondere dort S. 34, 37, 95, 97, 109, 110 und 136.

Ferner Betonpfahlrammen und dazu Schlaghauben. Katalog der Firma Menck & Hambrock, Altona.

Zu Seite 96. Zu Bohlwände:

Chiolich-Löwensberg, Uferbau, I. Teil, Tafel V. C. Hoffmannsche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

Zu Seite 112. Berichtigung:

Zeile 4 von unten lies Knesebeckstr. 30 statt (jetzt Berlin).

Zu Seite 124. Titeländerung unter Literatur 5:

Internationales Organ für Betonbau. Neuere Bauweisen und Bauwerke. Jährlich 12 Hefte. Preis 16 M. Redaktion: v. Emperger, k. k. Baurat, Wien I, Kärntnerring 14. Verlag: Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, Wilhelmstr. 90.

Bauingenieur-Zeitung: Organ des Berliner Beton-Vereins. Schriftleitung Berlin C. 2. An der Schleuse 5.

Zu Seite 125. Zu 4 Traß:

Hambloch: Der rheinische Traß als hydraulischer Zuschlag in seiner Bedeutung für das Baugewerbe. — Vom Herausgeber Direktor A. Hambloch, Andernach a. Rh., erhältlich.

Zu Band II.

Zu Seite 52:

Statt 2, lies 4 Ganguillet und Kutter.

Zu Seite 58. Zu Tabellen:

Gremaud: Graphische Tafeln zur Bestimmung der Dimensionen von Druckleitungen und Kanälen. Preis 10 M. Verlag Orell Füssli, Zürich. Auf 10 logarithmischen Tafeln sind nach Art des Verfahrens Frank die Beziehungen graphisch dargestellt, welche zwischen Gefälle, Wassermenge, Rohrdurchmesser und Geschwindigkeit bestehen.

Zu Seite 138. Fußnote:

Hartmann, Zeitschr. f. Gewässerk., Bd. V, S. 106.

Zu Seite 166. Bemerkung unten:

Chiolich Löwensberg, Faschinenbau, I. Teil, Tafel X—XI. C. Hoffmannsche Verlagsbuchhandlung, Stuttgart.

Zu Seite 179:

Unter I lies (Bugwelle) statt (Buchwelle).

Zu Seite 334 und 337.

Rudoloph. Die elektrisch betriebenen Sparschleusen bei Münster und Gleesen. Z. d. V. d. Ing., Jahrg. 1901, II., S. 1009 u. 1405.

Erster Abschnitt.

Der Flußbau.

I. Das fließende Wasser.

A. Niederschläge.

Entstehung, Verbreitung und Stärke derselben.
Meteorologische Vorgänge.

Literatur:

a) Über Niederschlagsmengen.

1. Handb. d. Bauk. I, Hilfswissenschaften S. 1130—1142, Maximalbeträge S. 1138. M. 20,—.
2. Handb. d. Ingenieurw. III, 1. Abt., 1. Hälfte, Kreislauf des Wassers, Grundwasser, Quellen. M. 17,—.
3. Der städtische Tiefbau. Bd. III, Büsing, Städtereinigung, Heft I, S. 169—200. Verlag Arnold Bergsträßer, Stuttgart. M. 20,—.
4. Moldenhauer, Dr. P. Die geographische Verteilung der Niederschläge im nordwestlichen Deutschland. Mit Karte. Verlag J. Engelhorn, Stuttgart. M. 4,—.
5. Hellmann. Größte Niederschlagsmengen in Deutschland. Zeitschr. d. Kgl. Pr. Stat. Bureau, Jahrg. 1884.
6. Hellmanns Regenkarten der einzelnen pr. Provinzen. Verlag Dietrich Reimer, Berlin. Mittlerer Preis je M. 1,20.
7. Mitteil. versch. stat. B., z. B. d. Zentralbl. für Meteorologie u. Hydrographie im Großherzogt. Baden.
8. Hydrographische Karte von Norddeutschland. Herausgeg. v. Bureau d. Wasserausschusses. Verlag Dietrich Reimer, Berlin. M. 6,—.

b) Meteorologie.

α) Das Wetter.

9. van Bebber. Die Beurteilung des Wetters. Verlag von Ferdinand Enke, Stuttgart. M. 1,—.
10. Börnstein. Leitfaden der Witterungskunde. Verlag von Fr. Vieweg & Sohn, Braunschweig. M. 6,—.

11. **Köppen.** Grundlinien der maritimen Meteorologie. Verlag G. W. Niemeyer, Nachf. G. Wolfhagen, Hamburg. M. 3,20.
12. **Handb. d. Bauk.** Teil I, Hilfswissenschaften. M. 20,—.
13. **M. Möller.** Flut u. Witterung. Verlag Alb. Limbach, Brschwg. M. 1,—.

β) Wissenschaftlicher Teil.

14. **K. Koppe.** Messung des Feuchtigkeitsgehaltes der Luft. Verlag von Fr. Schultheß, Zürich. M. 1,—.
15. **Atlas der Meteorologie.** Berghaus, Physik. Atlas, Abt. III.
16. **J. Hann.** Lehrbuch der Meteorologie. (Beschreibende Met.) M. 24,—.
17. **Sprung.** Lehrbuch der Meteorologie (Theorie). Verlag von Hoffmann & Campe, Hamburg.

γ) Zeitschriften.

18. **Meteorologische Zeitschrift.** Verlag Fr. Vieweg & Sohn, Brschwg. Jährl. M. 20,—.

1. Die Feuchtigkeit

ist in der Luft vorhanden in Form von fein verteiltem Wasser als Wolke und Nebel oder im gasförmigen Zustande als Wasserdampf. Bei 20° C. Wärme vermag 1 cbm atmosphärische Luft im Meistbetrage 17,4 g Wasser in Form von Dampf in sich aufzunehmen. Luft, welche ihren Meistbetrag an Feuchtigkeit beherbergt, nennt man gesättigt; ihre relative Feuchtigkeit beträgt dann 100 %. Bei geringer Erkaltung dieser Luft entsteht Nebel. Luft mit etwa nur 50 % relativer Feuchtigkeit bezeichnet man als trocken und mit 30 % als sehr trocken. Wo diese Luft Wasser findet, nimmt sie infolge Verdunstung desselben so lange Feuchtigkeit auf, wie ihre relative Feuchtigkeit kleiner als 100 % ist.

Gesättigt feuchte Luft enthält bei 30° C. Kälte in 1 cbm 0,39 g Wasserdampf, bei 0° 4,6 g; bei 10° Wärme 9,2 g, bei 20° etwa 17,4 und bei 30° fast 31,6 g. Es scheidet daher 1 cbm gesättigter Luft bei der Abkühlung von 30° auf 10° Wärme etwa 31,6 — 9,2 = 22,4 g Feuchtigkeit in Form von Nebel oder Wassertropfen aus. Diese Berechnung ist nur zutreffend, wenn sich die Luft bei der Erkaltung nicht ausdehnt, so daß die Luftmenge nach wie vor 1 cbm Volumen behält. Diese Zahlen sind aus dem vorn bezeichneten Buch von Koppe, S. 56 und 57, entnommen. Hier steht statt Gramm allerdings Millimeter Spannung, es ist jedoch dort S. 15 bewiesen und S. 16 angegeben, daß die Maximalspannung des Wasserdampfes (d. h. im Zustande der Sättigung), in Millimetern Quecksilbersäule ausgedrückt, zugleich angenähert die Anzahl Gramme angibt, welche 1 cbm gesättigter Dampf bei derselben Temperatur wiegt.

Als Gas ist der Wasserdampf vollkommen durchsichtig. Nebel bilden sich also erst, wenn gesättigt feuchte Luft erkaltet. Dies geschieht z. B. im Winter, wenn Luft vom Meere her auf den Kontinent weht, oder an Sommer- und Herbstabenden über feuchten Wiesenflächen. Im Sommer sind hingegen die Kontinente wärmer als das Meer, dann erwärmt sich über ihnen die vom Meere kommende Luft und erscheint durchsichtig klar, da ihre relative Feuchtigkeit durch Erwärmung sich vermindert.

W o l k e n b i l d u n g e n. Die bei weitem wirksamste Abkühlung tritt aber für die Luft im emporsteigenden Luftstrom ein. Die Luft verliert dabei durch Expansion etwa auf je 99 m Aufstieg einen Grad ihrer ursprünglichen Wärme. Da bei zunehmender Kälte die Luft nur weniger Wasserdampf beherbergen kann, wird sie, so lange sie die mitgebrachte Menge noch in sich behalten kann, immer relativ feuchter, bis sie in einer gewissen Höhe die relative Feuchtigkeit 100 % erreicht. Bis jetzt war die Luft noch klar, doch von nun an beginnt die Ausscheidung als Wolke oder Nebel. Dort krönt den aufsteigenden Luftstrom also ein sichtbares Gebilde, genannt „die Wolke", deren obere Kuppe so hoch reicht, wie diese Luft emporquillt, während deren Fuß die angenähert horizontale Kondensationsgrenze bezeichnet. Über die Art der Wolken, vgl. die Anmerkung unten.

2. Regen und Niederschlagsmengen.

Ein ganz schwacher aufsteigender Luftstrom, welcher einige tausend Meter durchsetzt, genügt schon zur Erzeugung eines erheblichen Regenfalles. Dazu bedarf es nur einer vertikalen Geschwindigkeit von etwa 10 cm in der Sekunde. Wo die vom Meere wehende Luft, die ohnehin feucht ist, die Küsten trifft, sich hier staut und aufwärts dringt, ist Regenbildung begünstigt. Insbesondere dann, wenn hohe Randgebirge vom Seewinde überstiegen werden, vgl. Bl. 37 des Atlas von Hann. Der Südwestmonsum bedingt an der Westküste Vorder- und Hinterindiens Jahresniederschlagshöhen bis zu 4000 mm im Jahre, während die Tiefebene Deutschlands nur im Mittel 550—750 mm aufweist. Im Schutz der Gebirge, auf der dem vorherrschenden Winde abgewendeten Seite, sinkt diese Zahl unter 500; sie steigt aber auf der Windseite der Gebirge, z. B. im Oberharz, auf 1400 mm an. Vgl. Handb. d. Bauk., Teil I, S. 1132.

1) Vgl. Wolkenatlas von Hildebrandsson, Köppen und Neumayer. Verlag Gustav Seitz, Nachf. Gebr. Besthorn, Hamburg.

2) Handb. d. Bauk. I, S. 1153—1157.

3) Börnstein, Tafel IV bis XII.

Ein Ort auf der Südseite des Himalayagebirges zeigt aber 12525 mm, also eine jährliche Regenmenge, welche zwanzigfach größer ist als bei uns in der Tiefebene.

3. Meteorologische Probleme, Luftverteilung, Druckverteilung, Wirbel.

Vom praktischen Standpunkte aus liegt dem Ingenieur die theoretische Meteorologie allerdings fern. Sie behandelt aber insbesondere den Wirbel, dessen Eigenschaften sich am Wasserwirbel wiederholen, der für viele wasserbautechnische Fragen von hoher Bedeutung ist. Sind doch Auskolkungen der Sohle in Stromkrümmungen vor Buhnenköpfen und mannigfaltige Sandablagerungen durch Wirbelvorgänge bedingt; sie lassen sich ohne Vorkenntnisse der Eigenschaften des Wirbels ihrem inneren Wesen nach nicht beleuchten. Für diejenigen Ingenieure, welche sich mit derartigen Vorgängen eingehender beschäftigen wollen, mögen daher die nachfolgenden Ausführungen Anregung für fernere Studien bieten. Untersuchungen über diese Vorgänge habe ich daher seinerzeit zum Gegenstande einer Dissertation empfohlen. Vgl. die Dissertation[1]) vom Reg.-Bauf. R. Hartmann, Dr. ing.

Die meteorologische Wissenschaft, welche sich mit den Vorgängen in der Atmosphäre und deren Zuständen beschäftigt, hat viele Beziehungen aufgedeckt, welche zwischen der Druckverteilung, den Temperaturunterschieden, der Luftbewegung und den Bewegungswiderständen bestehen. Es ist aber bisher noch nicht geglückt, diejenigen Ursachen zu erkennen, welche in den gemäßigten und kalten Zonen einen beständigen Wechsel der Druckverteilung und der Winde hervorrufen. Noch vor wenigen Jahren las man in Lehrbüchern, daß die Triebfeder für diese Vorgänge in sehr einfacher Weise durch Wärmeunterschiede gegeben sei. Heute ist man darüber unterrichtet, daß der horizontale Austausch von Luft zwischen Orten hoher und niedriger Temperatur in der Atmosphäre aber wegen der Drehung der Erde um ihre Achse großen Schwierigkeiten begegnet. Durch sie wird die Luft gleichsam an einem bestimmten Orte der Erde entgegen dem Bestreben eines Austausches zurückgehalten, etwa so wie der Planet durch seine fortschreitende Geschwindigkeit sich in einem gewissen Abstande von der Sonne hält. Bei Wind erstrebt

1) Zeitschrift für Gewässerkunde, Band V, S. 106—125. „Beitrag zur Kenntnis der Wirbelbewegung“ und „Annalen der Hydrographie und maritimen Meteorologie“ 1903, S. 11—13 von Prof. Dr. Köppen: Mechanische Erzeugung vertikaler und radialer Bewegungen in einem Wirbel mit einer Besprechung der Abhandlung von Hartmann.

die Luftmasse auf der sich drehenden Erde nicht eine Bewegung im größten Kreise, sondern in einer stark gekrümmten Trägheitsbahn.

Die Geschwindigkeit der Luft sei mit v, die geographische Breite mit φ und die Winkelgeschwindigkeit der Erdrotation mit ω bezeichnet. Es drängt nun auf der Nordhemisphäre die Luft nach rechts und zwar mit der ablenkenden Beschleunigung $2\,v\,\omega \sin \varphi$. Dieser Wert nimmt am Äquator mit $\varphi = 0$ den Wert 0 an; am Pol erreicht er den Meistwert $2\,v\,\omega$. Durch diese ablenkende Kraft ist der Austausch zwischen Gebieten mit hoher und niedriger Lufttemperatur außerordentlich erschwert, wofern diese einander nicht nahe liegen. Anderseits werden durch diese Kraft Luftschichten, welche sich vertikal übereinander befinden, hinsichtlich ihrer Bewegung wechselseitig in eine innige Abhängigkeit versetzt. Will z. B. in einer gewissen geographischen Breite die Luft oberer Schichten nach der kalten polaren Zone abfließen, dann macht sich nach wenigen Stunden schon eine so erhebliche Ablenkung nach rechts bemerkbar, daß sich die ursprüngliche Bewegung aus Süd in eine Bewegung aus West verwandelt hat. Dann fließt die Luft oben nicht mehr nach Nord, sie umkreist nur noch das Kältegebiet. Aber damit ist dann die Entstehung eines oberen Wirbels gegeben. Es dachen sich nun die Flächen der Luftschichten, in welchen gleicher Druck (gleicher Barometerstand) herrscht, zum Kältezentrum hin ab, wie die Oberfläche eines Wasserwirbels. Und diese Neigung der Schichten gleichen Druckes stellt sich dann sofort auch in allen darüber und darunter liegenden Schichten ein. Die Übertragung der Druckveränderung erfolgt etwa mit der Geschwindigkeit des Schalles. Als Wind der Tiefe nahe dem Erdboden strömt jetzt die Luft nach dem Kältepol, da das Gefälle der oberen und nunmehr auch der unteren Schichten dahin weist. Durch Reibung an der Erdoberfläche in ihrer Bewegung gehemmt, biegt die untere Luft aber aus der Bewegung Süd-Nord nicht ganz in West um, sondern es ergibt sich eine Bewegung aus Südwest. Vgl. das Lehrbuch der Meteorologie von Sprung, S. 120, welches die Theorie der atmosphärischen Bewegungen behandelt. Die Luftbewegung der unteren Schichten füllt nun den Wirbeltrichter unten aus, so daß unten bald Ruhe eintritt, und zum Schluß nur noch in der Höhe ein Wirbeltrichter verbleibt, dessen Zentrum mit dem Kältezentrum zusammenfällt. Oben umkreist noch die Luft dies Zentrum; sie nähert sich demselben aber nicht. Ein Übertritt von Luft von Orten höherem zu niedrigerem Druck (Potential) findet nicht mehr statt. Mechanische Arbeit wird nicht mehr geleistet. Dies ist der Endzustand, welcher überall dort, wo Gebiete warmer Luft große Gebiete kalter

Luft umgeben, erstrebt wird. Es will sich unten Windstille und überall gleicher Luftdruck einstellen, während oben Bewegung und niedriger Luftdruck in hohen Schichten über oder in dem Kältegebiet verbleibt. Daher ist auch der Druckunterschied in der Luft nahe der Erdoberfläche nicht sehr verschieden, während für das Jahresmittel in einer Höhe von etwa 10000 m die Flächen gleichen Druckes von der warmen zur kalten Zone um etwa 1500—2000 m sich senken.

Das Potential zwischen zwei Punkten wird gemessen durch das absolute Gefälle der Schicht gleichen Druckes auf einer Horizontalerstreckung gleich dem Horizontalabstande jener Punkte. Liegen die zwei Punkte nicht auf einer Fläche gleichen Druckes, dann läßt sich nur ein angenäherter Potentialwert feststellen. Hier wird das absolute Gefälle derjenigen Fläche gleichen Druckes maßgebend, welche durch die Mitte der Verbindungslinie der beiden Punkte verläuft. Ist das relative Gefälle der Fläche gleichen Druckes dort durch das Verhältnis $1 : n$ gegeben, worin der Wert „1" den Höhenunterschied des Anfangs- und Endpunktes der horizontalen Strecke der Länge n bedeutet, dann ergibt sich als horizontal beschleunigende Komponente, wie bei der Bewegung des Wassers in Flüssen, $\frac{1}{n} \cdot g$. Darin bedeutet g die Beschleunigung der Schwere 9,81 m. Die Luft folgt dieser Beschleunigung nur so lange, als die ablenkenden Trägheitskräfte relativer Bewegung kleiner sind.

Über einem Kältegebiet ist die Luftsäule bis zur oberen Grenze der Atmosphäre gemessen, kürzer als über Gebieten hoher Temperatur. Ältere Physiker gingen von der Vorstellung aus, daß sich im Kältegebiet hoher Luftdruck einstellen müsse, wo die Luft kalt und daher schwer ist. Später ist erkannt worden, daß (diesem gerade entgegen) in der kalten Zone der niedrigste Luftdruck im Mittel sich findet, weil die vertikale Luftsäule dort kurz ist. Der Mathematiker Ferrel hat nachgewiesen, daß überall auf der Erde, wo Luft vertikal aufwärts steigt, oder wo Luft andauernd abwärts sinkt, sich Gebiete niedrigen Luftdruckes einstellen, wofern diese Zirkulation hinreichend umfangreich und ausgebildet ist. So zeigt der Atlas von Hann, Bl. 32, zumal auf der Südhemisphäre ein Gebiet niederen Luftdruckes, welches die ganze kalte Zone umfaßt. Der Druck ist dort um 16 oder mehr Millimeter Quecksilbersäule niedriger als in der heißen Zone.

Es ist bei diesem Vorgang der Depressionsbildung einerlei, ob der auf- oder absteigende Luftstrom auf mechanischem Wege, z. B. durch Flügelräder, erzeugt werden würde oder durch Wärmeunter-

schiede. Die Bildung dieser Depressionen beruht auf der rein mechanischen Ursache einer ablenkenden Kraft der Erdrotation. Mit diesen Gebilden verknüpfen sich nun andere Depressionen, welche nahe dem Erdboden entstehen, wo die Luftsäule im Mittel warm ist, und Hochgebiete, welche unten entstehen, wo die Luftsäule im Mittel kalt ist. So ist am Kältepol Ostasiens im Winter der Luftdruck in der unteren Schicht der Atmosphäre sehr hoch, gegen 778 mm, hingegen über dem warmen Ozean niedrig, und zwar nur 746 oder 752 mm. Da aber die Hochgebiete, deren Ursachen rein mechanischer Art sind, sich zwischen den Gegenden mit fallendem und steigendem Luftstrom ausbilden, dort, wo die Luft weder steigt noch fällt, so ergibt sich als Kombination beider Beweggründe für die Ausbildung des höchsten Luftdruckes auf der Erde ein Ort zwischen dem Gebiet tiefster Temperatur und den warmen Gegenden. Der höchste Druck ist daher südlich von dem Gebiet niedrigster Wintertemperatur zu suchen. Nun findet sich im Januar sechs Breitegrade nördlich von Jakutsk die kälteste Gegend der Erde mit einer mittleren Januartemperatur von 48° C. Kälte und daher südlich davon, und zwar bis 12° südlich von Jakutsk, das höchste Monatsmittel des Luftdruckes, welches für einen Ort auf der Erde vorkommt.

Der höchste Luftdruck ist ferner von der Reibung der Luft an der Erdoberfläche abhängig. Wäre die Erdoberfläche völlig glatt, so daß die Luft reibungslos über sie dahinstreichen würde, wäre aber nur an den Polen bis zu irgend einer Breite, z. B. bis 70° hinab, rauhes Land, dann würde der Luftdruck in der heißen Zone bedeutend sinken. Ferner würde sich im Inneren der beiden polaren Kontinente jeweils niedriger Luftdruck einstellen, während die Ringe höchsten Druckes, welche jeweils die beiden Depressionen mit kaltem und mit warmem Zentrum von einander trennen, sich in diesem Fall über den polaren Kontinenten an deren südlichem Rande zeigen müßten, für welchen hier eine Breite von 70° angenommen wurde.

Für die Erdoberfläche liegt die Verteilung von Land und Wasser so, daß die Ringe höchsten Luftdruckes zwischen dem polaren fallenden und äquatorialen steigenden Strom sich auf der Südhemisphäre etwa am 30. Kreis und in der Nordhemisphäre über ausgedehnten Wasserflächen auch am 30., für Asien aber am 58. Kreis einstellen. Vgl. Hanns Atlas, Bl. 32.

Es liegen verschiedene Arbeiten hervorragender Mathematiker vor, welche ohne eine genaue Erörterung einer Variation der Reibungsverhältnisse auf die Lage der ringförmigen Hochgebiete schließen; sie gehen dabei von einem bestimmten Bewegungszustand der Atmosphäre aus, z. B. von der absoluten Ruhe, also von einem bestimmten

Bewegungsmoment, während in Wirklichkeit das Bewegungsmoment der gesamten atmosphärischen Luft beständig variiert, je nachdem die Reibung örtlich zu- oder abnimmt. Jene Rechnungsergebnisse bieten also nur Annäherungen, sie stimmen aber alle in dem einen Hauptsatz überein, daß sich Ringe hohen Luftdruckes zwischen dem Kältepol und dem Äquator ausbilden müssen. Die erste und vielleicht beste dieser Arbeiten ist von Ferrel geboten. Aber auch da gewinnt der Leser nicht das Bild, daß die Endergebnisse außerordentlich anders ausfallen müssen, wenn man die Voraussetzungen den tatsächlichen Verhältnissen anpaßt. Etwas viel mathematische Entwicklung auf zu beschränkter meteorologischer Grundlage aufgebaut, ist ein Mangel dieser Abhandlungen. Insofern bietet meine diesen Gegenstand behandelnde Arbeit ein Gegenstück; sie beschränkt die mathematischen Entwickelungen auf das erreichbare Mindestmaß. Vgl. die Abhandlung: „Kreislauf der atmosphärischen Luft zwischen niederen und höheren Breiten.“ Archiv d. D. Seewarte, Jahrg. 1887, 1888, Nr. 3. Dort ist dargetan, daß eine solche Zirkulation zwischen der warmen Zone am Äquator, mit ihrem aufsteigenden Luftstrom und täglichen Regenfällen und der kälteren Zone mit sinkendem Luftstrom sich im Mittel nur mit einigem Erfolg bis zum 30. oder 35. Kreis nördlicher und südlicher Breite auszubreiten vermag. Weiter nördlich wird die rechts ablenkende Kraft der Erdrotation schon so groß, daß die Luft oberer Schichten in ihrer Bewegung fast nur noch der Isobare folgt, also bei einem Kältegebiet im Norden fast rein aus Westen weht. Weiter nordwärts beginnen andere Zustände, welchen äußerst verwickelte dynamische Beziehungen zugrunde liegen. Überall herrscht dort bei Westwind bis zur oberen Grenze der Atmosphäre vom Erdboden aufwärts eine mit der Höhe zunehmende Luftbewegung aus West, welche oft sehr große Geschwindigkeitswerte aufweist, auch wenn unten sogar Windstille herrscht. Bei Ostwind unten beginnt das Gebiet der oberen Westwinde erst in größerer Höhe von einigen tausend Metern. Auch in diesem Fall reicht es bis zur oberen Grenze der Atmosphäre. Der vorherrschende obere Luftstrom wird durch den Umstand, daß die Gegend größter Kälte nicht im Norden, sondern, wie bei uns im Winter, häufig im Nordosten liegt, wesentlich in seiner Richtung beeinflußt, desgleichen auch durch die Verteilung von Wasser und Land, da diese auf die Richtung der unteren Isobaren einwirkt. Im Mittel herrscht also in der Höhe starke Luftbewegung, während unten Ruhe, bedingt durch Reibung der Luft an der Erdoberfläche, erstrebt wird. Diese Ruhe würde sich leichter einstellen, wenn die horizontale Temperaturverteilung von Tag zu Tag und Monat zu Monat

nicht wechselte, und wenn ferner keine Übertragung von Bewegung aus der Höhe auf die Tiefe statthätte. Im Maschinenbau nennen wir das Mittel einer mechanischen Übertragung von Bewegung die Transmission oder Kuppelung, wenn es sich um die Verbindung zweier Transmissionsglieder handelt. Wir unterscheiden Reibungskuppelung und Zahnradkuppelung usw. Die Reibung ist zwischen den oberen und den unteren Luftschichten nur sehr klein, zumal dann, wenn die Luft oben relativ warm und unten relativ kalt ist, so daß sich die Schichten nicht zu mischen trachten. Die Reibung von Luft an Luft reicht in solchen Fällen nicht aus, um in erheblichem Maß Bewegung von oben nach unten zu übertragen. Hingegen wirkt eine jede Mischung der Luftschichten wie eine Zahnradverbindung maschineller Anlagen. Wo immer Luft sich von oben nach unten bewegt, findet ein Eingreifen der oberen bewegten in die unteren weniger bewegten Schichten statt, so daß diese nun der oberen Bewegung folgen. Ebenso bewirkt das örtliche Empordringen von Luft in bewegte obere Schichten auch dort Zustandsänderungen. Endlich werden alle Einflüsse, welche einen Wechsel in dem Gefälle oder der Bewegungsgeschwindigkeit der Luft oberer Schichten veranlassen, auch die unteren Schichten in Mitleidenschaft ziehen, besonders in höheren Breiten. Eine Veränderung der Bewegung oberer Schichten führt infolge einer ablenkenden Kraft der Erdrotation zu Wirbelbildungen und zu einem Sinken des Luftdruckes im Wirbelzentrum. Das sich bildende nach der Achse hin gerichtete Gefälle der Fläche gleichen Druckes bei Wirbeln überträgt sich aber sofort auch auf tiefere Schichten, auch unten Unruhe hervorrufend. So bietet denn das Problem „die Ausbildung unserer Hoch- und Tiefgebiete des Luftdruckes der gemäßigten und kalten Zonen zu erforschen“ und auf die ersten, diesen ewigen Wechsel veranlassenden Ursachen zurückzuführen, äußerst verwickelte dynamische Aufgaben. Der Zufall spielt hier sehr mit. Anfangs erhoffte man durch Beobachtung der Vorgänge in den unteren Schichten den erforderlichen Anhalt zur Beurteilung der jeweiligen Wetterlage zu gewinnen, um daraus erfolgreiche Schlußfolgerungen auf die kommende Witterung ziehen zu können. Später zeigte es sich aber, daß die Ursachen der Witterungsänderungen nicht unten, sondern vorwiegend in größeren Höhen zu suchen sind. Daher ist man heute bestrebt, durch Beobachtung auf hohen Bergstationen oder unter Benutzung des Ballons und des Drachens die oberen Schichten zu erschließen. Durch große Drachen, unter Benutzung von Stahldraht und Motorwinde oder durch Ballons werden selbstregistrierende Apparate bis zu 15000 m Höhe und darüber hinaus, emporgehoben. Die Drachen- und Ballonstation der Deutschen

Seewarte befindet sich in Großborstel bei Hamburg; diejenige des Kgl. Pr. Meteorologischen Institutes in Lindenberg unweit Berlin.

Die alte Auffassung, nach welcher horizontale Gegensätze der Temperatur unterer Schichten oder die Erwärmung der Luft tieferer Schichten an warmen Sommertagen Hauptursachen atmosphärischer Bewegungen bilden, hat man fallen lassen. Im Gegenteil sind z. B. im Winter unten zuzeiten anhaltend stürmischer Witterung die Temperaturgegensätze weiter Gebiete am geringsten und bei schwacher Luftbewegung am bedeutendsten.

4. Die Regen- und Trockenzonen der Erde sowie die Passate.

Das Bild von dem stetig aufsteigenden Luftstrom über warmen Gegenden, welches früher immer benutzt wurde, paßt nur für die äquatoriale Zone. Dort, wo die horizontal ablenkende Kraft der Erdrotation klein ist, weht recht beständig die Luft aus höherer Breite dem Äquator zu, auf der Nordhemisphäre durch die Drehung der Erde in Nordost, auf der Südhemisphäre in Südost verwandelt. Das sind die Ostpassate. Dazwischen liegt nahe dem Äquator die Kalmen- oder Regenzone mit ihren täglichen Regengüssen. Zu beiden Seiten der Ostpassate, etwa am 30. Kreise nördlicher und südlicher Breite, in Asien aber mehr nach Norden verschoben, lagern sich die Ringe höchsten Luftdruckes um die Erde. Hier steigt die Luft nicht empor, sie ist daher trocken. Der Himmel ist dort nur schwach bewölkt oder heiter. Wo diese Trockenzone Kontinente bedeckt, entstehen Wüstengegenden, z. B. die Wüste Sahara in Afrika, die Wüsten von Arabien und Persien, sowie die Wüste Gobi in China. Polwärts von diesen Gürteln höchsten Luftdruckes mit vorherrschend sehr trockener Witterung kommt die Zone der Westwinde, und zwar der Südwestwinde auf der Nordhemisphäre, welche vom 35. bis zum 45. Breitenkreise reicht. Weiter polwärts werden die Winde immer unregelmäßiger. Es herrscht der Südwestwind auch ferner noch vor, aber er wechselt mit Winden anderer Richtung doch so häufig ab, daß man den Südwest bei uns nicht mehr als Passat bezeichnen kann. Hanns Atlas, Bl. 33 und 34.

Die Regenzone nahe dem Äquator und die Trockenzonen zu beiden Seiten bilden zusammen die *tropische Zone*. Mit dem Stande der Sonne wandern diese Zonen etwas nord- und südwärts. Die Regenzone verschiebt sich nach Norden, wenn die Sonne nördliche Breitekreise senkrecht bescheint. Nördlich von der Zone täglicher Regen liegt also eine Ringzone, welche *Sommerregen* erhält, wenn wir Sommer haben, weil die Regenzone dann diese Orte erreicht.

Dasselbe gilt für eine Ringzone der Südhemisphäre, wenn wir Winter haben und dort Sommer ist.

Desgleichen verschieben sich die anderen Zonen mit dem Stande der Sonne nach Norden im Sommer und nach Süden im Winter. Da ist zunächst die subtropische Zone zu nennen, welche von Nordafrika bis Südfrankreich und Oberitalien reicht. Mit steigender Sonne verschiebt sich im Frühjahr das tropische Hoch- und Trockengebiet weiter nordwärts, der subtropischen Zone trockenes sonnighelles Wetter spendend. Der innere Teil Spaniens wird somit im Sommer oft von längeren Trockenperioden heimgesucht. Der Bau großer Stauweiher ist daher dort schon seit langer Zeit ausgebildet. Italien hat nicht so an Dürren zu leiden, da es schmal und von Wasser rings umgeben ist; Spanien hängt aber meteorologisch mit der Ländermasse Afrikas zusammen. Vgl. Hann, Bl. 37.

Diese subtropischen Gegenden werden von unbeständiger Witterung und vielfachem Winterregen betroffen, wenn das Gebiet unbeständiger Witterung sich von unseren Breiten aus mit Wanderung der Sonne nach Süden weiter südwärts ausdehnt. Im Gegensatz zu den tropischen Regen stellen sich diese subtropischen Regen in Spanien und Italien im Winter ein.

Mittel- und Nordeuropa gehören der Zone veränderlicher Witterung an, wo es keine Passate und keine regelmäßigen Regen- oder Trockenzeiten gibt. Gelegentlich bildet sich auch bei uns ein Hochgebiet aus, sei es, daß das tropische Hochgebiet nach Norden an Ausdehnung gewinnt, oder das Hochgebiet Asiens auch unsere Länder überdeckt, oder daß ein besonderes Hochgebiet sich bei uns bildet. Dann steigt das Barometer im Nordosten Europas vereinzelt, insbesondere in der ersten Hälfte des Januar auf 770—790 mm an. Ein solches Hochgebiet brachte Deutschland z. B. im Jahre 1893 ungefähr 24 Tage mit scharfem Frost bis 29° C. Kälte. Am 4. Januar meldete damals Finnland einen Druck von 790 mm. Im Inneren Rußlands zeigte das Barometer in den folgenden Tagen 792 mm. Das Frostwetter hörte auf, als sich in Nordskandinavien vom 18. bis 20. Januar Depressionen von 25 mm Tiefe unter normal, also von 760 — 25 = 735 mm ausgebildet hatten.

5. Der Witterungsnachrichtendienst.

Die Ursachen dieser gewaltigen örtlichen Veränderungen sind, wie angedeutet, sehr wohl theoretisch erklärbar, für den einzelnen Fall aber noch ganz unbekannt. Der Witterungsnachrichtendienst beschränkt sich daher nur darauf, die tatsächlichen Veränderungen

der Wetterlage und Druckverteilung großer Gebiete festzustellen und dies Beobachtungsmaterial durch den Telegraph besonderen Geschäftsstellen mitzuteilen. Diese ziehen hieraus und aus örtlichen Beobachtungen ihre Schlußfolgerungen auf das kommende Wetter.

Von etwa 117 Stationen empfängt die „Deutsche Seewarte“ in Hamburg Telegramme aus dem großen Gebiet von Westirland bis Moskau und von Unteritalien bis Haparanda und Bodö nördlich des Polarkreises über die an diesen Stationen 7—9 Uhr früh angestellten Beobachtungen. Von Hamburg gehen dann Mitteilungen, Sammeltelegramme nach verschiedenen Orten Deutschlands. Die Austragung dieser Depeschen erfolgt z. B. in Braunschweig schon vor 10 Uhr am Vormittage. Das Monatsabonnement auf diesen täglichen telegraphischen Wetterbericht, 50 Stationen umfassend, kostet 20 Mark. Ein kleineres, in Worte gefaßtes Telegramm kostet monatlich 10 Mark. Der gedruckte tägliche Bericht der Seewarte mit Wetterkarten kostet einschließlich Austragung durch die Post im Jahre etwa 60 Mark. Derselbe wird am Abend versandt, von der Post am folgenden Tage ausgetragen, und zwar in größeren Städten Mitteldeutschlands vor 8 Uhr früh. Die Bestellung hat am Telegraphenamt und bei der Post zu erfolgen unter der Bezeichnung: „Wetterbericht der Deutschen Seewarte Hamburg.“

Das große Telegramm zeigt folgende Anordnung. Es besteht aus Meldungen von 50 Stationen; jede Zahlenzeile umfaßt, wie im Beispiel angedeutet, drei Gruppen von je fünf Ziffern. Die Bedeutung derselben ist am Kopf der Übersicht wegen nur durch Buchstaben gegeben. Das Telegramm einer Station lautet also *BBBWW*; *SHTTT*; *RRVNN*. Dadurch wird ausgedrückt, daß die ersten drei Ziffern unter *BBB* sich auf den Barometerstand beziehen, wobei vorn die 7 und das Komma hinter der zweiten Zahl fortgelassen sind. Ferner gibt *WW* den Wind an. Es bedeutet 00 Windstille, 4 Nordost, 8 Ost, 16 Süd, 24 West, 32 Nord. Die Zwischenwerte ergeben sich leicht, z. B. 20 Südwest und 22 Westsüdwest. *S* ist die Windstärke von 0 — 9, Sturm bedeutet 9; Orkan (Stärke 12) wird als Wort telegraphiert; *H* gibt den Himmelszustand an 0 — 4, 0 ist heiter, 4 ganz bewölkt. *TTT* bezeichnet die Morgentemperatur, z. B. 104 besagt 10,4° Wärme. Bei Frost wird die vordere Ziffer um 5 erhöht; 604 bedeutet 10,4° Frost. *RR* geben die Niederschläge der letzten 24 Stunden an, *V* den vorherrschenden Himmelszustand während jener Zeit und *NN* die Nummer der Station.

Beispiel:

49920 24111 04613 besagt 749,9 mm Luftdruck; Südwest-Wind, Stärke 2, ganz bedeckt, 11,1° Wärme, 4 mm Niederschlag in

den letzten 24 Stunden, 6 heißt nachts Niederschlag, 13 Station Bromberg.

Die Deutsche Seewarte versendet auf Ansuchen einen Telegrammschlüssel. Ferner erläßt sie Sturmwarnungen für Küstenstationen; vgl. den sechsten Abschnitt, II: Schiffahrtszeichen und Signale, Abb. 417—419.

Der gedruckte Bericht bietet auf der Vorderseite die Angaben deutscher, auf der vierten Seite diejenigen ausländischer Stationen. Die zweite Seite zeigt den bestehenden Witterungszustand in Bezug auf Luftdruck, Wind, Bewölkung und Regen; die Seite rechts daneben bietet die gegenwärtige Temperaturverteilung und die in den letzten 24 Stunden gefallenen Niederschläge. Zeichenerklärungen sind beigefügt.

Die Druckverteilung ist zumal durch Isobarenlinien veranschaulicht. Es sind das die Schnittlinien der Flächen gleichen Druckes mit irgend einer Horizontalfläche. Gewählt ist als Horizont hier die Meeresoberfläche. Für Höhenstationen bedarf es also bei Auftragung des Luftdruckes einer Reduktion der Ablesung auf den Horizont. Für Braunschweig sind da z. B. etwa $7^1/_2$ mm zu dem beobachteten Wert zu addieren, nämlich etwa je 1 mm für 10 m Höhenunterschied. Diese Beträge stellen das Gewicht der Luftsäule dar, und zwar mit dem Gewicht einer Quecksilbersäule von 0° verglichen. Bei hoher Temperatur und niedrigem Luftdruck ist die Luft leicht, dann sinkt jener zu addierende Wert unter den Betrag von 1 mm auf je 10 m Höhenunterschied. Er steigt hingegen bei Kälte und hohem Luftdruck; vgl. Börnstein S. 162. Diese Reduktion ist vereinzelt bei älteren Veröffentlichungen meteorologischen Inhalts unterblieben. Ältere Arbeiten, zumal diejenigen der meteorologischen Wissenschaft fernstehender Autoren, sind daher nur mit Vorsicht zu benutzen. Gutes, helles und trockenes Wetter mit leichtem Ost- oder Nordostwinde herrscht über Deutschland, wenn ein Hochgebiet über ganz Europa oder Mitteleuropa mit einem Zentrum über der südlichen Ostsee lagert. Die Witterung ist meistens um so beständiger, je umfangreicher dieses Hoch ist und um so höher der Barometer steht. Ein Luftdruck von 775 oder mehr Millimeter Höhe, also mehr als 15 über dem angenäherten Mittelwert des Luftdruckes 760 mm, verspricht also einige Tage mit beständiger Witterung.

Die schlechteste Witterung stellt sich mit Sturm und Regen ein, wenn Depressionen, d. h. Gebiete niedrigen Luftdruckes, d. h. von einer Tiefe unter 740, z. B. von 730 oder 720 mm, unweit von Irland oder in der Nordsee auftreten. Die schlechte Witterung erreicht uns dann etwa binnen 12—24 Stunden. Der niedrigste beobachtete

Barometerstand trat in Irland am Abend des 26. Januar 1884 mit dem Werte von fast nur 700 mm ein. Das ist ein Stand von etwa 60 unter normal, so daß die größten beobachteten Druckunterschiede auf den Januar fallen, sie betragen 32 über und 60 unter normal, zusammen 92 mm. Der äußerste Gegensatz zeitlich und örtlich verschiedener Beobachtungswerte mag also etwa bis 100 mm steigen.

Um aus der vorhandenen jeweiligen Wetterlage auf das zu erwartende Wetter Schlüsse ziehen zu können, muß man über die Art einer Umgestaltung für bestimmte Arten der Wetterlagen die erforderlichen Kenntnisse besitzen. Zu dem Zwecke hat z. B. van Bebber[1]) die Zugstraßen der Depressionen beschrieben in seinem Buche: „Die Beurteilung des Wetters", S. 12 u. 13. Börnstein gibt S. 127 bis 133 die Wettertypen unter Beifügung von Wetterkarten der Seewarte Taf. XIV bis XVII. Vgl. ferner Köppen, Arch. d. Seewarte 22 Nr. 5, 1899: Wettertypen für das ganze Jahr. Im Jahre 1898 habe ich eine derartige Übersicht in einem kleinen Heft[2]) gegeben, und zwar nach Monaten geordnet, aber ohne Zeichnungen. Da steht z. B. S. 9: Februar a) helles klares Frostwetter; 23 Tage Kälte. Beispiel: 6.—13. Februar 1895, Hochgebiet 786 in Nordskandinavien. Dann folgt eine eingehende Beschreibung dieser Periode. Weiter folgt b) sehr helles Wetter mit Frösten, Hochgebiet 779 bei uns, 6 Tage fast wolkenlos; c) starker Schneefall im Februar, Depression 10 mm unter normal bei uns; d) veränderliche Witterung; e) stürmische Witterung, Temperatur im Februar 11° Wärme, Hochgebiet 780 über Südwesteuropa, Depression 735 mm bei uns; f) schwerster Wintersturm bei uns, Südwesteuropa 775 mm, 741 mm in Braunschweig. Die Bezeichnung „Kalender" war hier gewählt, da die Witterung nach Monaten geordnet besprochen ist.

6. Messung der Niederschläge.

Über die Konstruktion der Regenmesser (ombromètre, ombrometer) und der Auffanggefäße für den zu schmelzenden Schnee vgl. Handb. d. Bauk. I, S. 1127. Handb. d. Ingw. III, I. Abt., 1. Hälfte, S. 13 u. 15. Börnstein S. 71. Vorschriften für ombrometrische Beobachtungen des k. k. Ministeriums des Innern, Wien, S. 4. Im übrigen bietet der Katalog der Firma R. Fueß in Steglitz bei Berlin,

---

1) Vergl. den Literaturbericht S. 1.

2) Witterungskalender von M. Möller, Teil II, III. 2 Mark. Verlag Alb. Limbach, Braunschweig. Durch den Buchhandel zu beziehen.

mechanisch-optische Werkstatt, die neuesten Konstruktionen einfacher, wie selbstregistrierender Regenmesser, sowie aller übrigen meteorologischen Apparate.

Zeitliche Verteilung der Niederschläge.

In meiner kleinen Schrift, welche hier S. 14 angeführt ist, sind die Monatsmengen der in Braunschweig gefallenen Niederschläge angegeben. Eine außerordentliche Unregelmäßigkeit tritt hervor. In einem Jahre fällt in demselben Monat 5—16 mal mehr Regen, als in dem gleichen Monat eines anderen Jahres. Weiter ist es auffallend, auf wie kurze Zeit sich bisweilen heftige Niederschläge zusammendrängen. So fielen in 15 Minuten am 1. Juli 1901 in Braunschweig 30 mm Niederschlag, das ist der 20. Teil der Jahresmenge. In einer Stunde gab es damals 45 und in 24 Stunden 73 mm Niederschlag. Unter Angabe der Ortshöhe bietet das Handb. d. Bauk. I, S. 1138—1141, eine Übersicht über die größten Niederschlagsmengen eines Tages. Für die deutsche Tiefebene steigen die Zahlen bis auf 115 mm, am Harz auf 250 mm, aber es sind auch Werte bis über 300 mm aus Gebirgsgegenden mitgeteilt.

Derartig anhaltende und sehr heftige Niederschläge geben sich nun leider keineswegs durch besondere meteorologische Merkmale im voraus zu erkennen. Sie treten überraschend ein. Wohl zeigt sich die Witterung in solcher Zeit vorher schon unbeständig; es läßt sich aber nicht erkennen, daß so auffallende Erscheinungen eintreten werden. Meistens sind es nur schwache, ruhig lagernde oder langsam ziehende Depressionen, welche eine Gegend so massenhaft mit Regen überschütten.

Ich habe daher auch die Frage behandelt, ob vielleicht ein Wechsel in den Stellungen der Gestirne, Sonne wie Mond, die Witterung beeinflussen möge. Diese Untersuchungen, an welche ich hin und wieder herangetreten bin, sind noch nicht zu einem Abschluß gebracht. In einer kleinen Schrift: „Flut und Witterung“, vgl. hier S. 2, Nr. 13, ist von mir dargelegt, daß durch die kosmischen Kräfte Luftwellen erzeugt werden, welche auf einer horizontalen Drehschwingung der Elemente beruhen. Diese erfahren zu gewissen Zeiten eine Verstärkung, wodurch eine Mischung der Luftschichten und so mittelbar ein Einfluß auf die Witterungsgestaltung bedingt sein kann. Insbesondere zeichnet sich in den Wintermonaten die Deklination des Mondes von —17 und —18 in dieser Beziehung ungünstig aus.

B. Hydrometrische und hydrographische Arbeiten.

Literatur:

Handb. d. Bauk., I. Band. Kap. VII. Hydrometrie S. 753—776.
Handb. d. Ingw. III. 1. Abt. 1. Hälfte S. 135—178. Hydrometrische Ermittelungen.
W. Müller. Hydrometrie. 81 Abb., 3 Tafeln. Preis 7,50 M. 1903. Verlag Gebr. Jänecke, Hannover.

1. Bezeichnung der Wasserstände.

Man unterscheidet:

Den höchsten überhaupt vorgekommenen Hochwasserstand, bezeichnet *HHW*, das gemittelte Hochwasser *HW*, oder nach Winter und Sommer getrennt *WHW* und *SHW*. Ferner das Mittelwasser *MW* oder *WMW* und *SMW*, das gemittelte Niedrigwasser *NW* und das überhaupt vorgekommene niedrigste Wasser *NNW*. Ferner gibt es noch den gewöhnlichen Wasserstand *GW*, welcher an ebensoviel Tagen des Jahres überschritten als unterschritten wird. Auch sind noch die eisfreien Wasserstände zu beachten. Das gemittelte Hochwasser entspricht dem arithmetischen Mittel der höchsten Jahreshochwasserstände einer längeren Periode, z. B. von 30 Jahren. Dasselbe gilt von *NW*. Die höchsten Hochwasser treten ein, wenn in schneereichen Wintern nach anhaltender Kälte warmer Regen fällt und dann zudem das Eis stromaufwärts früher aufbricht als unterhalb und unten nun eine Eisversetzung entsteht. Die Sorge für einen geregelten Abgang des Eises, d. h. eines geregelten Eisganges, bildet eine wichtige flußbauliche Aufgabe.

2. Der Wasserstandsnachrichtendienst.

Da die praktische Meteorologie den Eintritt großer Niederschlagsmengen nach Ort und Zeit noch nicht mit hinreichendem Erfolge vorher anzugeben vermag, ist es desto mehr die Aufgabe des Ingenieurs, aus den schon gefallenen Regenmengen und aus dem Wasserstande der Zuflüsse auf den sich voraussichtlich ergebenden Wasserstand unterhalb belegener Flußstrecken zu schließen. Als einer der ersten Ingenieure des Wasserbaues, welche sich dieser Aufgabe mit Erfolg gewidmet haben, ist Harlacher zu nennen, derzeit Professor an der technischen Hochschule in Prag.

In der Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover habe ich verschiedentlich über den Wasserstandsnachrichtendienst Referate gebracht, z. B. von der Elbe, Jahrg. 1895, S. 77; der Oder 1895, S. 240; in Frankreich 1895, S. 236; in den Vereinigten Staaten 1895, S. 236.

In den Annales des ponts et chaussées 1896, II., S. 128—156, gibt Breuillé ein für die Yonne benutztes graphisches Verfahren an, nach welchem sich die Wasserstände auf wenige Centimeter genau für unterhalb belegene Stationen im voraus abschätzen lassen. Ferner sei ein graphisches Verfahren von Heubach erwähnt, Deutsche Bauztg. 1897, S. 370, und 1898, S. 48 und 56, sowie Studien zur Wasserstandsvorhersage von W. Kleiber, Z. f. Gewässerkunde 1898, S. 10 und 129. Insbesondere sei auch auf die wertvolle Abhandlung von Cramer verwiesen, welche hier im Abschnitt D: Abflußmengen unter „2" näher besprochen ist.

3. Hydrographische Geschäftsstellen und deren Veröffentlichungen.

Eine Beurteilung der Abflußverhältnisse stützt sich auf die Beobachtung der Wasserstände fließender Gewässer. Derartige mit Hilfe von Pegeln ausgeführte Feststellungen reichen weit zurück. Die meisten älteren Beobachtungen weisen aber einen großen Mangel auf, denn es ist früher weder die Höhenlage der Flußsohle noch das Flußprofil am Ort des Pegels hinreichend festgelegt worden. Da läßt dann die Höhe des Wasserstandes keinen Rückschluß auf die Größe der Wasserführung zu. Es ist erforderlich, jährlich ein- oder zweimal ein Querprofil des Flußlaufes neben den Pegeln aufzunehmen und dessen Ergebnis den Berichten beizufügen. Auch sind gelegentlich oder fortlaufend die fließenden Wassermengen zu bestimmen.

Weiter war die Ausnutzung der Ergebnisse durch deren Unzulänglichkeit erschwert. Es fehlte früher der Zusammenhang und eine zentrale Bearbeitung.

Zu den ersten umfassenden Veröffentlichungen gehören die Jahresberichte des Zentralbureaus für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden (G. Braunsche Hofbuchhandlung, Karlsruhe). Ferner gibt das Zentralbureau gelegentlich erscheinende „Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden" heraus. Die ersten dieser Hefte bieten sehr lehrreiches Material über die Regulierung der Schwarzwaldflüsse. Insbesondere sei auf das 8. Heft verwiesen, welches die Wassermengen der fließenden Gewässer Badens behandelt.

Für Preußen wurde im Jahre 1902 eine „Landesanstalt für Gewässerkunde", welche aus dem preußischen Wasserausschuß hervorgegangen ist, eingerichtet. Die Geschäftsstelle befindet sich in Berlin W. 66, Wilhelmstraße 89. Vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1902, Nr. 85. Der Arbeitsplan für die Jahre 1902 und 1903 ist daselbst in Nr. 99 bekannt gegeben. Diese Landesanstalt hat folgende Aufgaben:

I. Sammlung, einheitliche Bearbeitung und Ergänzung der Beobachtungen über den Abflußvorgang bei schiffbaren und nicht schiffbaren Gewässern, sowie Ermittelung der dafür maßgebenden Verhältnisse.

II. Verwertung dieser Untersuchungsergebnisse durch Veröffentlichung und erforderlichenfalls durch Mitwirkung bei Lösung wasserwirtschaftlicher Fragen aller Art.

Von den bisher erfolgten Veröffentlichungen der Landesanstalt sind zu nennen: Die Denkschrift über das Oderhochwasser vom Juni und Juli 1902, sowie das Hochwasser im Oder- und Weichselgebiet vom Juli 1903. Beide sind im Buchhandel nicht zu beziehen, sondern außer den beteiligten Behörden nur den beiden Häusern des Landtages mitgeteilt.

Die regelmäßig herauszugebenden Jahrbücher der Landesanstalt werden in der Folge im Verlage von E. Mittler & Sohn, Berlin, erscheinen.

Eine Beschreibung der Stromgebiete Preußens ist von dem preußischen Wasserausschuß ausgegangen. Dieser wurde im Jahre 1902 auf Grund eines allerhöchsten Erlasses zur Prüfung der Abflußverhältnisse preußischer Flüsse, insbesondere im Hinblick auf Hochwassergefahren, berufen. Größere Schäden hatten die Gebirgsflüsse kurze Zeit vorher angerichtet. Es sei hier an den Hagelfall vom 1. Juli 1901 erinnert. Am Vormittage dieses Tages wurde der südwestliche Teil Deutschlands vom Unwetter heimgesucht und später der Osten. Der preußische Wasserausschuß veröffentlichte 1896 das Werk über den Oderstrom, 1899 dasjenige über Memel, Pregel und Weichsel, 1901 über Weser und Ems, 1898 erfolgte in Gemeinschaft mit der Elbstrom-Bauverwaltung zu Magdeburg die Herausgabe des großen Werkes über die Elbe. Das Werk über die Weser umfaßt z. B. vier starke Bände, einen Band Tabellen und einen Atlas mit 34 Karten.

Dieses zusammengestellte reichhaltige Beobachtungsmaterial bietet sehr wichtige Unterlagen für alle Arbeiten, die zu den preußischen Strömen und deren Nebenflüssen in Beziehung stehen.

Diese Werke sind im Verlage von Dietrich Reimer, Berlin SW., Wilhelmstraße 29, erschienen. Es kostet das Werk: Der Oderstrom 38 bezw. 50 M., Memel, Pregel und Weichsel 44 bezw. 56 M., Weser und Ems 48 bezw. 60 M. und Die Elbe 44 bezw. 56 M.

Im Auftrage einer Reichskommission sind zur Untersuchung der Rheinstromverhältnisse schon vorher im Jahre 1889 von dem Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie im Großherzogtum Baden die Werke herausgegeben:

1. Der Rheinstrom und seine wichtigsten Nebenflüsse nebst Atlas mit 25 Blättern. Preis 45 M. Verlag Ernst & Korn (jetzt Ernst & Sohn), Berlin, Wilhelmstraße 90.

2. Ergebnisse der Untersuchungen der Hochwasserverhältnisse im deutschen Rheingebiet.

Heft			Preise
Heft I:	Art der Darstellung der Hochwasserwellen	zusammen	30 M.
„ II:	Verlauf der Hochwasser von 1824, 45, 52, 76 und 82/83		
„ III:	Anschwellungen und Fortpflanzung derselben unter Einwirkung der Nebenflüsse	zusammen	24 „
„ IV:	Hochwasser März/April 1895		
„ V:	Hochwasser März 1896		12 „
„ VI:	Das Maingebiet		24 „

Verlag wie oben, aber unter der neuen Bezeichnung der Firma: Ernst & Sohn, Berlin.

Auch in den übrigen Staaten Deutschlands werden entweder durch eine besondere Zentralstelle oder von seiten der einzelnen Wasserbauverwaltungen hydrologische Untersuchungen gemacht und deren Ergebnisse zusammengestellt.

In Österreich ist seit 1895 ein hydrographischer Dienst eingerichtet. Von dem k. k. hydrographischen Zentralbureau sind damals herausgegeben:

1. Vorschriften für ombrometrische Beobachtungen (Regenbeobachtungen),
2. Instruktionen für den ombrometrischen Dienst,
3. Vorschriften für die Beobachtung der Schneedecke,
4. Vorschriften für Wasserstandsbeobachtungen,
5. Instruktion für den Pegeldienst.

(K. k. Hof- und Staatsdruckerei, Wien.)

4. Pegelbeobachtungen.

Vorstehend bezeichnete österreichische Vorschriften und Instruktionen sind als Einführung in den hydrographischen Beobachtungsdienst zu empfehlen. Es sind da auch alle erforderlichen Berichtsformulare, und zwar mit Beispielen für deren Benutzung gegeben.

Der Pegelbericht zeigt oben am Kopf den Namen des Gewässers, der Landschaft oder Provinz, der Station und deren Nummer, ferner Monat und Jahr. Die Spalten umfassen den Tag und für drei am Kopf vorgedruckte Tagesstunden die beobachteten Wasserstände. Alsdann folgt eine Spalte für Angabe der Witterungserscheinungen und Vermerke über Art des Hochwassers, Eisverhältnisse, Bildung von Kiesbänken im Flußbett, Erscheinungen am Pegel selbst, Er-

neuerung oder Prüfung desselben. Unten sind die Monatssummen und die Mittelwerte gebildet. Ferner folgt Datum und Unterschrift des Beobachters. Am Monatsschluß ist der Bericht der nächsten Wasserbauinspektion einzureichen, welche die Mittel prüft, die Höchstwerte durch Umrahmung hervorhebt und die Niedrigstwerte unterstreicht.

Die einzelnen Sammelstellen geben diese Berichte an die Zentralstelle weiter, welche dieselben zur Herausgabe von Monats-, Vierteljahrs- und Jahresberichten auswertet. Auch werden insbesondere die Wasserstände graphisch aufgetragen. In diese Tafeln wird jeweils das Monatsmittel der einzelnen Monate dargestellt und zum Vergleich noch das Monatsmittel desselben Monats aus einer voraufgegangenen Gruppe von etwa 30 Jahren. Dasselbe geschieht hinsichtlich des neu gebildeten Jahresmittels des Beobachtungsjahres und des gemittelten Jahresmittels der längeren Periode. Außerdem sind einige der je beobachteten höchsten und niedrigsten Wasserstände anzugeben. Diese und die bleibenden Mittelwerte sind gleich im Vordruck einzufügen.

Über die Prüfung der Berichte sei noch bemerkt, daß dem Beobachter vereinzelt ein Fehler in der Ablesung oder ein Schreibfehler unterläuft. Bei einfacher Durchsicht der Berichte findet man derartige Fehler nicht gleich, um so mehr die Pegelnullpunkte verschieden liegen, so daß die zu vergleichenden Zahlen ganz ungleichartig ausfallen. Man bildet daher für jeden Pegel die Differenz der Ablesungen von je zwei einander folgenden Tagen, dann hat man einmal nur mit zweiziffrigen Zahlen und weiter mit ähnlichen Zahlenreihen bei allen Pegeln zu tun. Da fällt ein Ablesungsfehler sehr auf, und zwar einmal in positivem und bei der folgenden Differenz in negativem Sinn. Dieses Verfahren habe ich mit Erfolg verwendet.

5. Pegel (marque d'eau, water-mark).

a) *Der einfache Pegel*

ist aus farbig emailliertem Eisen herzustellen; z. B. mit weißen Zahlen auf blauem Grunde und Teilungen mit einem Wechsel von weißen und blauen Feldern. Auch durchlochte Eisen sind zur Bezeichnung der Unterabteilungen von je 2 cm Höhe benutzt.

Abb. 1 zeigt den Pegel von Seibt-Fueß. Es ist das ein eiserner Präzisionspegel mit ausgelegter Porzellanteilung; vgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1892, S. 499. Die Pegel werden von R. Fueß, Steglitz b. Berlin, Düntherstraße 8, hergestellt.

Ein Pegel ist so aufzustellen, daß er bequem und sicher abgelesen werden kann, daß er bei Hochwasser und Eisgang nicht leidet und auch nicht durch die Stangen und Haken der Schiffer verletzt wird.

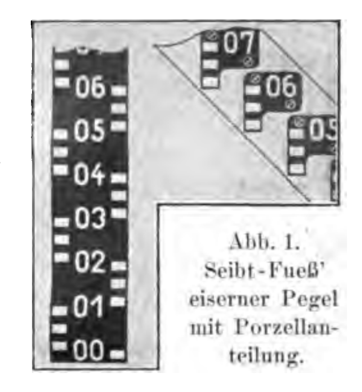


Abb. 1. Seibt-Fueß' eiserner Pegel mit Porzellanteilung.

Insbesondere muß seine Höhe unverrückbar sein. An geböschten Ufern bringt man den Pegel in einem schmalen durch Mauerwerk gebildeten Einschnitt, der Pegelkammer, an. Man zerlegt ihn dort ferner in einzelne Teile, von denen die höheren, um zugänglich zu bleiben, mehr landeinwärts aufgestellt werden. Durch Nivellement wird die Höhenlage des Pegels, d. h. sein Nullpunkt, auf eine gesicherte Festmarke am Lande bezogen. Die Pegel sind in gewissen Zeitabständen auf ihre richtige Höhenlage zu prüfen. Es empfiehlt sich, den Nullpunkt des Pegels so tief zu legen, daß der Wasserstand niemals bis zu diesem hinabsinkt, alle Werte also positiv ausfallen.

b) *Selbstregistrierende Pegel*

werden seit einigen Jahrzehnten an Hauptpunkten benutzt. Sie zeigen durch einen fortlaufenden, steigenden und fallenden Strich auf einem liniierten, um einen sich drehenden Zylinder gelegten Papierbogen den wechselnden Wasserstand an. Die vorgedruckten Vertikalstreifen geben die Stunden und die Horizontalstreifen die Höhen an. Das Papier muß jede Woche zur bestimmten Stunde erneuert werden.

α) Der Schwimmerpegel, vgl. Abb. 2.

Der Schwimmer S aus dünnem Kupferblech hängt an einem Einzelfaden aus Kupfer oder einem anderen, vom Wasser nicht angreifbaren Metall. Der Schwimmer ist in der Abbildung der besseren Darstellung wegen hoch gezogen; er hängt sonst tiefer in einem vertikalen Rohr, welches Strömung und Wellenschlag abhält, aber durch einige Löcher einen Ausgleich des Wasserstandes zwischen Rohr und Gewässer gestattet. Der Metallfaden wickelt sich auf das große Rad R auf, wenn Wasser und Schwimmer steigen und das Gegengewicht Q überwiegt und sinkt. Dieses hält also den Faden zwischen Schwimmer und Rad R beständig in Spannung. Die Drehung des Rades R bewirkt mittels Zahnrad und Zahnstange die

Hebung und Senkung des Zeigers *Z*. Dieser zeichnet auf der durch die Uhr *U* angetriebenen, sich in einer Woche einmal um sich selbst drehenden Trommel die Wasserstandskurve. Die Übertragung auf das Papier kann mit Feder und leichtflüssiger Tinte geschehen oder auch mit Graphitstift oder auf besonders zubereitetem Papier mit Silberstift.



Abb. 2.
Selbstschreibender Schwimmerpegel von O. Behm, Karlsruhe.

Der Mechaniker Otto Behm, Karlsruhe i. B., Hirschstraße 83, stellt derartige Pegel in verschiedenen Größen und Ausstattungen zum Preise von 375—600 Mark und bei halbstündlicher Durchlochung des Papieres zu 825 Mark her. Die Auftragung der Wasserstände erfolgt nach dem Verhältnis 1 : 5, 1 : 10 oder 1 : 20 verkleinert.

Als ich in den Jahren 1888 und 1889 am Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie der Großherzoglichen Oberdirektion für Wasser- und Straßenbau zu Karlsruhe im Nebenamt tätig war, erhielt ich den Auftrag, einen Schwimmerpegel herzustellen und zu dem Zweck mich mit Herrn Behm in Verbindung zu setzen. So entstand damals für Kehl am Rhein der erste von Herrn Behm gebaute Schwimmerpegel. Heute haben die in jener Werkstatt angefertigten selbstregistrierenden Pegel die Zahl 100 überschritten.

Abb. 3 zeigt die Aufstellung des Pegels am Brückenkopf der Rheinbrücke bei Kehl. Fünf derartige Schwimmerpegel ließ die Großherzogliche Oberdirektion am Rhein aufstellen, andere arbeiten im Dienst der Kaiserlichen Wasserbauinspektionen am Rhein und an den Kanälen in Straßburg, andere an der Saar und Mosel, acht Schwimmerpegel mit Silberschreibstift im Dienst der Königlichen Elbstromdirektion zu Magdeburg, fünf an der Unterweser, Baudirektion Bremen, andere im Dienst der Oderstrombauverwaltung in Breslau, der Kaiserlichen Werft in Wilhelmshaven usw.

β) Der Druckluftpegel[1]) Abb. 4.

Von der oberen Haube einer unten offenen mit Luft gefüllten Glocke, die sich im Wasser befindet, zweigt ein Luftrohr *A* ab, welches mit dem oberen Raum eines Quecksilber-Barometers, und zwar mit dem kürzeren Schenkel *B* desselben in Verbindung steht. In dem längeren Arm *C* dieses Barometers bewegt sich ein Schwimmer, dessen Metallfaden über Rad *D* läuft und den Schreibstift bewegt. Die Schreibtrommel wird durch die Uhr *U* gedreht. Die Füllung der Leitung *A* und der Tauchglocke mit Druckluft erfolgt mittels einer kleinen Handpumpe durch die Leitung *L*, welche durch einen Hahn abgestellt werden kann. Der Druck der Preßluft, welcher dem Druck des Wassers gleich und nach dessen Stande verschieden ist, wirkt auf das Quecksilber im kurzen Schenkel *B* und treibt so den Quecksilberspiegel in *C* in die Höhe und damit auch den im Rohre befindlichen Schwimmer.



Abb. 3.
Aufstellung eines Schwimmerpegels bei Kehl.
Eigene Aufnahme.

1) Druckluftpegel in Aussig mit 480 m langer Druckluftleitung. Zeitschr. f. Binnenschiff. 1903. S. 338.

Steigt draußen das Wasser, dann steigt der Luftdruck und damit auch der Schwimmer im Rohre *C*. Die Abb. 4 zeigt eine ältere Konstruktion von Behm; sie bietet aber den Vorzug, daß sie die einzelnen Teile anschaulicher zeigt, während bei einem später benutzten, zweckmäßigeren Aufbau die Teile im Bilde sich decken.

Vor 15 Jahren hatte der Mechaniker Behm im Auftrage der Großherzogl. Oberdirektion auch Versuche mit einem Luftdruckpegel am Rhein bei Maxau auszuführen. Es war aber die Schwierigkeit vorhanden, luftdichte Leitungen zu erhalten. Dies ist erst in späteren Jahren durch Verwendung feiner Kupferröhren vollständig gelungen. Ich habe damals auch Versuche gemacht, statt Luft Petroleum für die Druckübertragung zu benutzen. Die Luft ist aber jetzt vorzuziehen, nachdem die Herstellung dichter Leitungen geglückt ist. Durch das Verhältnis der inneren Rohrdurchmesser von *B* und *C* läßt sich eine bestimmte Verkleinerung für die Aufzeichnung erreichen. Im übrigen ist diese durch das spezifische Gewicht des Quecksilbers schon teilweise gegeben. Um kleine Fehler in dem Ausfall der Rohrweiten nachträglich aufheben zu können, setzte ich in das Rohr *B* von vornherein einen Glasstab. Durch nachträglichen Ersatz dieses Stabes durch einen dickeren oder dünneren Stab erzeugte ich ganz genau das gewünschte Verkleinerungsverhältnis.

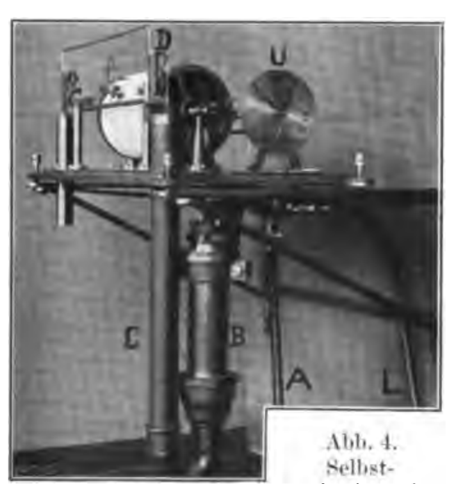


Abb. 4. Selbstregistrierender Luftdruckpegel von O. Behm, Karlsruhe.

Die Luftdruckpegel kosten je nach ihrer Größe 100—850 Mark. Letzterer Preis bezieht sich auf Pegel, welche bis 8 m Wasserstandsschwankungen im Maßstabe 1:20 auftragen.

Ein großer Vorteil dieser Luftdruckpegel liegt in ihrer bequemen Aufstellungsweise. Der registrierende Apparat kann landeinwärts in einem schon vorhandenen Hause Aufstellung finden. Das Druckluftrohr kann in der Böschung im Boden eingebettet und die Luftglocke, wenn die Verhältnisse das fordern, weit in den Fluß hinaus verlegt werden. In einzelnen Fällen wird durch Verwendung dieses

Pegels gegenüber dem Schwimmerpegel an den Aufstellungskosten ein Betrag von einigen tausend Mark gespart.

An steilen Uferwerken, wo die hinreichende Wassertiefe unter dem Pegelhäuschen zur Aufstellung des vertikalen Schwimmerschutzrohres vorhanden ist, wird der Schwimmerpegel dem Druckluftpegel vorzuziehen sein; vgl. die Pegelaufstellung bei Kehl, Abb. 3, S. 23.

c) *Fernzeigende Pegel.*

α) Die Pegeluhr und der Rollbandpegel.

Um auch von fern den Wasserstand ablesen zu können, sind mehrfach Zeigerpegel aufgestellt; vgl. Abb. 5a. Der kleine Zeiger gibt die Meter, der große die Dezimeter und Zwischenwerte an. Weithin erkennbar sind ferner die Zahlen am Rollbandpegel von Seibt-Fueß; vgl. Abb. 5b und die Mitteilung S. 368 im Zentralblatt d. Bauverwaltung, Jahrg. 1897.



a b

Abb. 5.
Seibt-Fueß' Zeiger- und Rollbandpegel.

β) Ein selbsttätiger elektrischer Fernpegel

ist ferner von Prof. Dr. Seibt erdacht, im Zentralblatt d. Bauverwaltung, Jahrg. 1900, S. 69, beschrieben und in der Werkstatt R. Fueß hergestellt. Das Prinzip ist kurz wie folgt: An der Aufgabestelle befindet sich eine Uhr, deren Zeiger a, auf dem Nullpunkt angelangt, den Kontakt einer elektrischen Leitung schließt. An der Empfangsstelle, vielleicht 50 Meilen entfernt, bewirkt dieser Strom die Auslösung einer ebenso arbeitenden Uhr, deren Zeiger a schon vorher auf Null stand. Nun gehen die beiden Zeiger a der Uhren vorwärts, der eine an der Aufgabestelle, der andere an der Empfangsstelle. Der Zeiger der Empfangsstation schleppt dabei einen anderen Zeiger b mit. An der Aufgabestelle befindet sich ferner ein beweglicher Kontakt, dessen Stellung von der wechselnden Wasserstandshöhe abhängig ist. Erreicht der Zeiger a diesen Kontakt, dann wird ein zweiter Strom durch die Leitung gesandt, welcher bewirkt, daß der

Zeiger *a* an der Empfangsstation auf Null zurückschnellt. Nun bleibt aber der mitgeschleppte vorwärts gedrückte Zeiger *b* dort stehen, wohin er bewegt ist. So zeigt derselbe durch seine Stellung die Lage der Kontaktmarke der Aufgabestelle und damit die Höhe des Wasserstandes an. Damit bei fallendem Wasserstande der Schleppzeiger *b* nun auch zurückgeht, bewegt er sich, kurz bevor der Zeiger *a* ihn in der zweiten Periode einer Wiederholung dieses ganzen Vorganges erreicht, ein kleines Stück rückwärts und zwar um eine Strecke, die etwas größer ist als diejenige des Meistbetrages sinkender Bewegung des Wasserstandes während einer einmaligen Umdrehung des Zeigers *a*.

Diese Pegel von Behm und Seibt-Fueß waren 1902 auf dem Schiffahrtskongreß in Düsseldorf ausgestellt. Es sind ferner zu erwähnen der Druckluftpegel von Seibt-Fueß, beschrieben im Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 202, und 1897, S. 93; von denselben der selbsttätige Schwimmerpegel mit Kontrollvorrichtung, Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 542, und 1897, S. 563; der hydrostatische Kanalisationspegel, Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 162; der Pendelintegrator, Zentralbl. d. Bauverw. 1891, S. 405, und der Ordinaten- und Abzissenreduktor, Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 572.

6. Messung der Wassergeschwindigkeit.

Vgl. die hier S. 16 aufgeführte Literatur und insbesondere das daselbst genannte Buch von Müller, welches praktische Anweisungen zur Wassermessung bietet.

a) *Als Schwimmer*

(vgl. Müller, S. 44) benutzt man am einfachsten eine gewöhnliche Medizinflasche, welche durch teilweise Füllung mit Wasser so belastet und dann verkorkt ist, daß sie nur wenig über die Oberfläche hervortritt. Anderenfalls wirkt die Luftbewegung auf den Schwimmer störend ein. Die Messung mit Schwimmer eignet sich für kleine Wassergeschwindigkeiten unter 25 cm die Sekunde, für welche manche Meßinstrumente ungenau zeigen, während sie bei einer Geschwindigkeit von nur 15 cm in der Sekunde ganz versagen.

Für Geschwindigkeitsmessungen in einer gewissen Tiefe werden zwei Schwimmer durch einen Faden miteinander vereinigt. Der obere Schwimmer ist tunlichst leicht und klein zu halten, der untere Schwimmer tunlichst groß und so belastet, daß der obere, ihn tragende Schwimmer nicht untergeht.

Die abzuleitende Geschwindigkeit ergibt sich naturgemäß aus der vorher gemessenen Wegestrecke s und der Anzahl der Sekunden z, in welcher der Schwimmer diese Strecke zurücklegt. Die sekundliche Geschwindigkeit ist $v = \frac{s}{z}$.

b) *Der Woltmannsche Flügel*

ist bei Geschwindigkeiten größer als etwa 25 cm zu verwenden, vgl. Abb. 6.

Zur Ausführung einer Messung in einer Tiefenlage h über der Gewässersohle werden die Stellringe R mit den Druckschrauben D entsprechend festgestellt. Man bewirkt nun die Einstellung der beiden

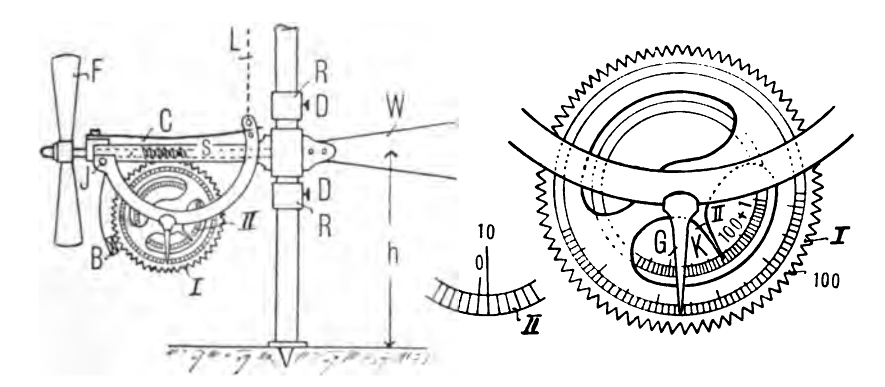


Abb. 6. Woltmannscher Flügel.

Zeiger auf Null, wobei die federnde Bremse B etwas abgehoben wird. Nunmehr läßt man das Instrument in das Wasser hinab. Durch den Druck des strömenden Wassers gegen das Steuer W dreht sich das Instrument. Die Flügel stellen sich gegen die Strömung. Man wartet eine kurze Weile, bis der Flügel die volle Umdrehungsgeschwindigkeit erreicht und bis die zu benutzende Uhr eine geeignete Stellung eingenommen hat. Bis dahin bleiben die Zählräder immer noch stehen, sie berühren mit ihren Zähnen oben die Schraube S noch nicht und sind außerdem unten durch die Bremse B gehalten. Die Zeiger stehen noch beide auf Null. Soll die Messung beginnen, so zieht man an der Schnur L und hebt so den halbkreisförmigen Bügel, dessen Drehpunkt bei J liegt. Da nun der untere Teil dieses Bügels die Lagerung der Zählräder bildet, hebt man mit dem Bügel auch jene Räder; sie werden frei von der Bremse B und gelangen in Eingriff mit der Schraube ohne Ende S. Damit beginnt nun das

Fortrücken der Zeiger, also das Zählen der Umdrehungen. Es bewegt sich das vordere größere Rad *I* und mit ihm der daran festsitzende kleine Zeiger *K* unter dem stillstehenden großen Zeiger *G* weg. Das Rad *I* hat 100 Zähne und 100 Teilstriche, das dahinter liegende Rad *II* dagegen 101 Zähne und 101 Teilstriche, es bleibt also bei einer Umdrehung des Rades *I* um einen Teilstrich zurück. Rad *I* und mit ihm Zeiger *K* eilen also um eine Teilstrecke gegen die Teilung von Rad *II* vor. So zeigt der kleine Zeiger *K* auf der Teilung von Rad *II* die Hunderte der Flügelumdrehungen, hingegen der große Zeiger *G* auf Rad *I* die Einzelumdrehungen an.

Ist inzwischen die Meßzeit, z. B. 30 Sek., verlaufen, dann läßt man die Leine *L* los, so daß nun das Zählwerk von der Schraube *S* frei wird und sich gegen die Bremse *B* lehnt. Darauf hebt man das Instrument aus dem Wasser und liest ab; z. B. 1 am kleinen und 20 am großen Zeiger. Dies heißt, daß 120 Umdrehungen stattgefunden haben in 30 Sek. oder $n = 4$ in 1 Sek. Nach einer Formel[1]: $v = a + bn + cn^2$, deren Beiwerte a, b und c jeweils besonders festgestellt werden, findet sich dann v z. B. für einen bestimmten Flügel:

$$v = 0{,}028 + 0{,}2645\, n + 0{,}0007\, n^2$$
$$v = 0{,}028 + 0{,}2645 \cdot 4 + 0{,}0007 \cdot 4^2$$
$$v = 0{,}028 + 1{,}058 + 0{,}0112 = 1{,}0972$$
$$v = 1{,}1 \text{ m}.$$

Es ist zu beachten, daß die Schraube etwas toten Gang hat. Man kann unter Umständen im Zweifel sein, ob der kleine Zeiger 100 oder 200 anzeigt. Die Messung ist daher mit der zwei- und hernach mit der dreifachen Meßzeit zu wiederholen. Ein Vergleich der Ergebnisse schließt dann jeglichen Irrtum in jener Richtung aus.

Firmen, welche Woltmannsche und andere Flügelapparate ausführen, sind F. Ertel & Sohn in München, A. Ott in Kempten (Bayern), Amsler-Laffon in Schaffhausen.

c) *Der Wagnersche Flügel*

besitzt eine Schalleitung. Bei jeder Umdrehung schlägt ein kleiner Hammer gegen Metall. Der Ton pflanzt sich durch die vertikale Stange oder eine Stabkette fort und wird oben durch einen Schall-

1) Die Durchführung einer Eichung in Verbindung mit der Aufstellung einer neuen Formel für Woltmannsche Flügel beschreibt Prof. Dr. Schmidt, München: „Die Gleichung des Woltmannschen Flügels in neuer Form.“ Zeitschrift des Ver. d. Ing. 1895.

kasten verstärkt. Die Flügel haben hier weniger Arbeit zu verrichten; sie drehen sich daher auch bei sehr kleiner Wassergeschwindigkeit.

d) *Der Flügel von Harlacher*

benutzt elektrische Übertragung; er ist ferner von oben her mittels Winde zum Heben und Senken eingerichtet. Da das Flügelwerk nun nicht mehr zwecks Ablesung aus dem Wasser herausgenommen zu werden braucht, vollziehen sich die Messungen um so schneller. Entweder ertönt bei je einer oder bei je 10 Umdrehungen oben eine elektrische Glocke, oder aber es wird über Wasser durch den elektrischen Strom ein Zeigerwerk bewegt.

e) *Die Pitotsche oder Darcysche Röhre*

beruht auf Messung des dynamischen Druckes strömenden Wassers. Ein Rohr, einerlei ob vorne zugespitzt oder ohne Verjüngung hergestellt, ist winkelförmig gebogen und an dem unteren, der Strömung zugekehrten Ende offen. Der andere Schenkel des Rohres ragt aus dem Wasser hervor. Das strömende Wasser drückt nun gegen das ruhende Wasser im Rohre; es erhöht dessen statische Druckhöhe angenähert um den Betrag $h = \frac{v^2}{2g}$, so daß sich aus der Hebung h des Wasserstandes im vertikalen Schenkel über die Oberfläche des Gewässers hinaus die Geschwindigkeit strömender Bewegung angenähert zu $v = \sqrt{2gh}$ ableiten läßt.[1] Die Form der Rohrspitze ist von einigem Einfluß auf die Größe der dynamischen Druckhöhe h. Ist doch z. B. gegen Hohlkugeln der Druck größer als gegen gerade Flächen. Die Formel bedarf daher noch der Hinzufügung eines Beiwertes n, dessen Größe angenähert $= 1$ ist. Dieser Beiwert wird für jedes einzelne Instrument durch Versuche besonders festgestellt. Es ist also zu setzen $v = n\sqrt{2gh}$. Diese Formel ergibt bei $n = 1$ und $h = 5$ cm $v = 1{,}0$ m, da $g = 9{,}81$ m. Das Instrument ist durch Darcy verbessert, es hat durch ihn eine brauchbare Gestalt erhalten. Ein zweites Rohr ist nämlich hinzugefügt, an dessen Öffnung die Strömung vorbeistreicht. In diesem Rohr stellt sich nur der statische Wasserdruck ein. In passender Höhe über Wasser sind beide Rohre

---

1) Die vermeintliche Beziehung $v_x = \sqrt{2gh\frac{f_2}{f_1}}$ (vgl. Handb. d. Ingw. III, 1. Abt., 1. Hälfte S. 144) beruht auf Irrtum. Die Größen der Querschnittsflächen f_1 und f_2, d. h. von der Einflußöffnung und von dem vertikalen Rohrschenkel sind ohne Einfluß auf das Verhältnis von h zu v_x.

durch ein Querstück verbunden und an eine Saugeleitung angeschlossen. Aus dieser saugt man mit dem Munde oder besser mit einer Luftpumpe die Wassersäulen der beiden Röhren bis in Augenhöhe empor. Man kann dort die Spiegeldifferenz h ablesen, welche in beiden Röhren trotz der erfolgten beiderseitigen Hebung natürlich unverändert bleibt.

f) *Die Frankscher Röhre* (Abb. 7)

ist aus der Pitot-Darcyschen Röhre entstanden; sie gestattet eine unmittelbare Feststellung der mitteren Wassergeschwindigkeit in den übereinander hinfließenden Schichten einer Vertikalen. Das Meßrohr erhält daher in verschiedenen Höhen Löcher, welche der Strömung zugekehrt sind. Die neueste Form der Frankschen Röhre R, vgl. Abb. 7, verwendet eine Schubhülse H, welche einmal die Löcher über Wasser deckt, dann aber weiter zum Anschluß eines Schlauches S dient. Durch diesen wird der im Rohr und zwischen Schubhülse H und Rohr vorhandene dynamische, also erhöhte Wasserdruck nach dem Wasserstandszeiger, dem Manometer M, übertragen. Der andere Schlauch T vermittelt den statischen Druck des Wassers nach oben hin; er mündet in einer Glasröhre A, welche ein anderes inneres Glasrohr J umschließt. In diesem inneren Glasrohr ist eine schwimmende Skala angebracht, diese hebt sich gegenüber dem äußeren Wasserstande im umschließenden Rohr, wenn der dynamische Druck des strömenden Wassers zunimmt, da der Schlauch S mit diesem Rohr in Verbindung steht. Das Emporziehen beider Wasserspiegel in A und in J erfolgt wie bei Darcy durch das Saugerohr L. Diese hydrometrische Röhre von A. Frank wird von der Firma G. Falter & Sohn, München, Kreuzstraße 33, zum Preise von 170—450 Mark hergestellt; sie ist bei verschiedenen Strombauverwaltungen im Gebrauch, z. B. in Bingen für den Rhein und in Posen, bei der Turbinenbauanstalt Müller in Cannstatt, bei Wasserregulierungsgenossenschaften usw.

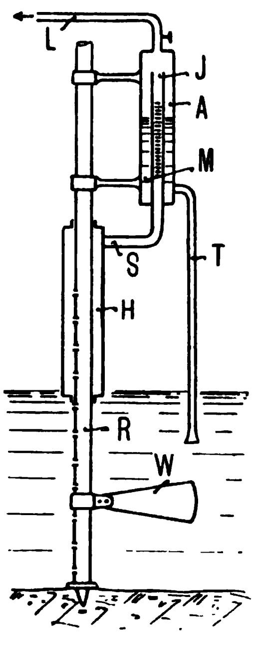


Abb. 7.
Die Franksche Röhre.

g) *Die Eichung*

dieser verschiedenen Instrumente erfolgt in einem stehenden Gewässer, z. B. in einem Gerinne. Mit Hilfe eines z. B. elektrisch angetriebenen Wagens, dessen Räder auf Schienen am Rande der Rinne laufen, wird das Instrument mit gegebener Geschwindigkeit durch das Wasser hindurchbewegt. Aus Weg, Zeit und Anzahl der Flügelumdrehungen werden so die Beiwerte, z. B. diejenigen der Formel S. 28, gefunden.

Derartige Eichungen werden z. B. auf Antrag von der hydrometrischen Prüfungsanstalt der Kgl. techn. Hochschule in München ausgeführt.

h) *Über einige Werte gemessener Wassergeschwindigkeiten,*

welche mit den hier beschriebenen Mitteln gewonnen sind, vgl. Kutter S. 31—37 und hier S. 32 u. C. 3b.

i) *Berechnung der fließenden Wassermenge aus Geschwindigkeits-Meßergebnissen.*

Die sekundliche Wassermenge q, welche sich in einem Wasserlauf oder einem Rohr bewegt, ist aus der Querschnittfläche F des Wasserstromes oder Wasserfadens und aus der sekundlichen Geschwindigkeit v fließender Bewegung zu ermitteln. Es ist $q = Fv$.

Das Volumen dieser Wassermenge ist eine Raumgröße, für ein Rohr vom Querschnitt F z. B. ein Zylinder von gleichem Querschnitt und von der Seitenlänge v. Die Messungen auf verschiedenen Punkten eines Profiles ergeben aber verschiedene Werte v. Man hat nicht mit einem beliebigen v zu rechnen, sondern nach besonderem Verfahren einen Mittelwert aufzusuchen.

α) Verfahren unter Benutzung der mittleren Geschwindigkeit v.

Man bildet aus allen gemessenen Werten v das Mittel und setzt dieses in die oben bezeichnete Gleichung für v ein. Die Bildung des arithmetischen Mittels setzt voraus, daß die Messungen gleichmäßig über die ganze Fläche des Profiles verteilt vorgenommen worden sind.

β) Verfahren unter Zerlegung des Profiles.

Man teilt die Profilfläche in Teile, z. B. in vertikale Streifen von gleicher Breite, vermittelt nun die mittlere Geschwindigkeit für jeden Streifen, z. B. mittels der Frankschen Röhre. Darauf wird

nach der vorstehenden Formel die Wassermenge für jeden Streifen berechnet. Hiernach sind noch die einzelnen Werte q zu einem Wert $Q = \Sigma q$ zu vereinigen.

Weiter „Teilung des Profiles in kleine Quadrate" und an dem Profilumfang in Quadratteile, Messung der Wassergeschwindigkeit in jedem Quadrat, Berechnung der Einzelwerte q für jedes Quadrat und Addition derselben. Dabei pflegt man die Multiplikation mit der Größe des Quadrates, welches die Einheit der Einteilung bildet, zuletzt auszuführen, also zu setzen:

$$Q = f\left(\frac{1}{a} v_1 + \frac{1}{b} v_2 + v_3 + \ldots . v_n\right).$$

Hierin bedeuten f die Größe des einzelnen Quadrates, $\frac{1}{a} f$ und $\frac{1}{b} f$ die Größen der Quadratteile am Profilumfang und v_1 bis v_n die in jenen Flächenteilen gemessenen Geschwindigkeiten.

Abb. 8. Wassergeschwindigkeiten in einem Mühlgerinne mit den Isotachen 8—30. Profil I: Horizontalparabel. Profil II: Vertikalparabel.

Abb. 8 zeigt das Ergebnis einer von mir ausgeführten Messung mit dem Woltmannschen Flügel. Es galt die Wasserführung eines hölzernen Mühlgerinnes für einen ganzen Sommer zu bestimmen. An jedem zweiten Tage wurde mittels Schwimmer die Geschwindigkeit v_1 im Stromstrich für die Tiefenlage $\frac{2}{5} t$ über der Sohle gemessen und die Profilfläche der Meßstrecke bestimmt. Es galt nun ferner für einen mittleren Wasserstand festzustellen, wie sich die mittlere Wassergeschwindigkeit des ganzen Profiles zur Schwimmergeschwindigkeit im Stromstrich, gemessen in jener Tiefe $\frac{2}{5} t$ über der Sohle, verhalte. Mittels des Flügels wurde die Geschwindigkeit an $14 \cdot 4 = 56$ Stellen in je 10 cm Abstand voneinander bestimmt; vgl. Abb. 8. Gegen Sohle und Wandungen hin nimmt die Geschwindigkeit bedeutend ab. Hier können Messungen nicht mehr vorgenommen werden.

Durch Auftragung horizontaler und vertikaler Geschwindigkeitskurven, vgl. die Darstellungen I und II der Abb. 8, konnte aber aus dem Verlauf des tatsächlich festgelegten Teiles der Kurven auf

dessen hier punktiert gezeichnete Fortsetzung geschlossen und somit auch die Geschwindigkeit bis ganz nahe an die Sohle und die Wandungen heran geschätzt werden. Unter Beachtung der Flächengrößen f_1, f_2 usw. wurde durch Multiplikation der Einzelgeschwindigkeiten mit den zugehörigen Flächenteilen und durch Summation dieser Teilwerte, wie oben erläutert ist, die Wassermenge Q bestimmt. Aus Q und der Profilfläche F ermittelt sich der Wert $v = \frac{Q}{F} = 0{,}199$ m. Mehrfache zu gleicher Stunde ausgeführte Flügelmessungen ergaben im Stromstrich in der Tiefe $\frac{2}{5}\,t$ über der Sohle die Geschwindigkeit $v' = 0{,}24$ m. Mithin konnte geschlossen werden, daß alle in jener Tiefe ausgeführten Messungen im Stromstrich mit $\frac{0{,}199}{0{,}240} = 0{,}83$ zu multiplizieren sind, um aus der mit Schwimmer gemessenen Geschwindigkeit v' im Stromstrich und in bezeichneter Tiefenlage die mittlere Geschwindigkeit v des ganzen Profiles zu bestimmen. Es ist also $v = 0{,}83\,v'$. Als Stromstrich ist hier, wie üblich, die Linie zu verstehen, wo das Wasser an der Oberfläche am schnellsten fließt.

Es sei noch hervorgehoben, daß die in der Darstellung zutage tretende so bedeutende Abnahme der Geschwindigkeit nahe Sohle und Wandungen sich aus dem Umstande erklärt, daß in der unmittelbar an den Wandungen anliegenden Wasserschicht keine normal zu den Umgrenzungen gerichteten Bewegungen von Belang möglich sind. Die Mischung der schneller bewegten Schichten mit diesen langsamer anliegenden Wasserteilchen ist daher sehr gering. Unter solchen Verhältnissen bilden sich größere Unterschiede der Bewegung in einander nahe liegenden Flüssigkeitsschichten aus.[1])

Bestimmung der mittleren Wassergeschwindigkeit v aus der größten Oberflächengeschwindigkeit v'', d. h. der Geschwindigkeit im Stromstrich der Oberfläche.

v'' zeigt hier die Werte 26, 28, 28, 28 und 31 cm, im Mittel also 28 cm.

$$\frac{v}{v''} = \frac{0{,}199}{0{,}280} = 0{,}7.$$

Mithin ist: $v = 0{,}7\,v''$ für den rechteckigen Querschnitt.

Hierin bedeutet v die mittlere Geschwindigkeit des ganzen Profiles und v'' die Oberflächengeschwindigkeit im Stromstrich. Es wechselt

1) Vgl. meine Abhandlung: „Über den Begriff Reibung und Bewegungsgröße bei fließenden, schwingenden und gleitenden Massen." Verhandl. d. Ver. z. Beförderung des Gewerbefleißes 1890, S. 231.

das Verhältnis dieser Werte naturgemäß mit der Gestalt des Stromprofiles, dessen Größe und dem Material des Flußbettes.

Die Isotachen, die Linien gleicher Geschwindigkeit, sind in Abb. 8 durch Kurven angedeutet. Die ihnen entsprechenden Geschwindigkeiten sind in Kreisen beigefügt. Die Isotachen schneiden Flußbett, zumal an den Seiten gegen die Ecken hin; vgl. auch die das Isotachen bei „Müller" S. 9 wie auf Tafel I rechts unten. Das ist in den Darstellungen S. 190 und 207 des Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III_1, 1. Hälfte, nicht beachtet. Die dort gezeichneten Isotachen geben daher nicht ein richtiges Bild; sie zeigen nicht deutlich genug an, daß auch an der Sohle und zumal unter dem Stromstrich die Wassergeschwindigkeit größer ist, als an den Seiten und an der Sohle seitlich vom Stromstrich.

Die Horizontal- und die Vertikalparabel.

Vielfach war man bemüht, die Gestalt der Geschwindigkeitskurve, welche durch Auftragung der in einer Vertikalen gemessenen Geschwindigkeit normal zur Vertikalen entsteht, durch eine mathematische Kurve festzulegen. Derartige Kurven sind in Abb. 8 für die Vertikalen *I* und *II* dargestellt. Bei *I* ergibt sich ein Linienzug, welcher einer Parabel ähnelt, deren Achse *A* horizontal liegt, während bei *II* sich eine Geschwindigkeitskurve findet, deren Gestalt einer Parabel mit vertikaler Achse *A* gleicht. Ein allgemeines mathematisches Gesetz läßt sich also für die Geschwindigkeitskurve nicht aufstellen; sie wird, wie hier, selbst in benachbarten Vertikalen verschieden ausfallen. Überall zeigt sich aber unten eine schnelle Abnahme der Geschwindigkeit gegen die Sohle hin.

Ort der größten Geschwindigkeit.

Es ist hervorzuheben, daß sich die größte Geschwindigkeit in oder oftmals etwas unter der Wasseroberfläche findet. Schon der Luftwiderstand reicht bei Windstille oder bei einem geringen Gegenwinde nach Hagen aus, um die Wasserbewegung an der Oberfläche zu hemmen. Bei ganz kleinen, nicht reinen Rinnsalen bildet sich sogar auf der Oberfläche bisweilen eine fettige Schicht, die wegen auftretender Oberflächenspannung völlig ruht, während sich unter derselben das Wasser bewegt, vgl. Hagen.

Eine andere Ursache des Eintretens größter Geschwindigkeit unter der Oberfläche ist noch darin zu suchen, daß das Wasser bisweilen im Stromstrich eine sinkende Bewegung ausführt, und daß

das Wasser während dieser sinkenden Bewegung sich noch im Zustande der Beschleunigung befindet. Vgl. meine Abhandlungen.[1])

γ) Culmanns Verfahren zur Bestimmung der fließenden Wassermenge.

Zerlegung des Wasserkörpers, welcher in einer Sekunde ein Profil durchströmt, d. h. des Geschwindigkeitsparaboloides, parallel zur Profilfläche in Scheiben. Hier ist die Dicke e der Scheiben das konstante Glied. Unter Benutzung eines Planimeters bestimmt man die Flächengröße F der Scheiben und multipliziert diese jeweils mit e. Als Summe aller Scheiben ergibt sich:

$$Q = e\left(\frac{F_1}{2} + F_2 + \dots . F_{n-1} + \frac{F_n}{2}\right).$$

Die Umrisse jener Scheiben sind zugleich Linien gleicher Wassergeschwindigkeit (Isotachen), vgl. z. B. die Kurven gleicher Geschwindigkeit: Müllers Hydrometrie, Taf. I, S. 138.

δ) Harlachers Verfahren.

Handb. d. Ingw., 3. Aufl. III., 1. Abt., 1. Hälfte, S. 175. Harlacher trägt über dem Wasserspiegel die in jeder Vertikalen gemessene mittlere Wassergeschwindigkeit als Ordinate auf. Die so entstehende Kurve heißt Kurve der mittleren Geschwindigkeiten. Ferner wird unter der Wasserspiegellinie außer der Linie des Flußprofiles eine Kurve gezeichnet, deren Ordinaten aus einer Gleichung $t = \frac{y \cdot v}{e}$ sich berechnen. Hierin ist y jeweils die Wassertiefe an einem Profilpunkt, v die zugehörende mittlere Wassergeschwindigkeit und e eine Länge, die etwas kleiner als der Meistwert von y gewählt wird. Die Fläche F, welche durch den Wasserspiegel und die Kurve der t-Ordinaten umschlossen wird, ist durch Planimetrieren zu bestimmen. Es folgt dann $Q = e \cdot F$.

Die erstmalige Division durch e und nachträgliche Multiplikation mit e ist ein Kunstgriff, um die an sich dreidimensionale Größe Q als Flächengröße darstellen und planimetrieren zu können.

k) *Das hydrometrische Seil von Williams.*

Ein quer über den Fluß gestrecktes, im Wasser befindliches Seil nimmt durch die Druckwirkung der Strömung die Form einer

1) M. Möller. Studien über die Bew. d. Wassers in Flüssen mit Bezugnahme auf die Ausbildung des Flußprofiles. Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 193. — M. Möller. Einfluß der Wasserspiralen. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing. Ver. zu Hannover 1890. S. 464—466.

horizontalen Kettenlinie an. Aus der gemessenen Spannung des Seiles und dem gemessenen Richtungswinkel der Seilenden wird die mittlere Wassergeschwindigkeit einer Schicht nahe der Flußoberfläche gemessen. Die Vorrichtungen und ihre Ergebnisse finden sich S. 10 in dem unten bezeichneten Buche[1]) beschrieben.

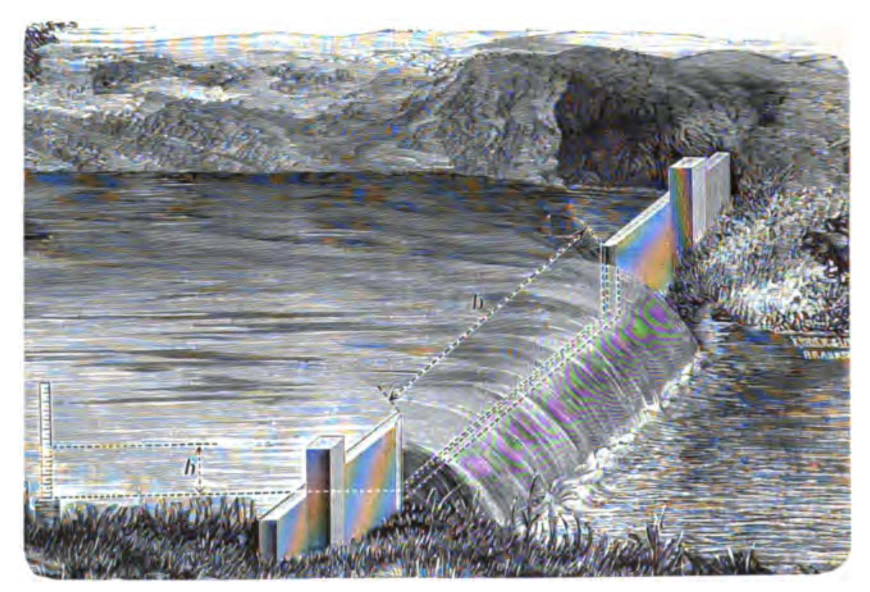


Abb. 9.

l) *Berechnung der fließenden Wassermenge an Überfallwehren.*

In dem kleinen Wasserlauf, dessen Wassermenge bestimmt werden soll, wird ein vollständiger Überfall mit einfachen Mitteln hergerichtet; vgl. Abb. 9.

Die Bedingung für die Bildung eines vollständigen Überfalles ist erfüllt, wenn der Unterwasserspiegel tiefer liegt als Oberkante-Wehrrücken; vgl. die gestrichelten Linien in der Abbildung. Bekanntlich berechnet sich die sekundliche Wassermenge nach der Gleichung:

$$Q = \tfrac{2}{3}\, \mu\, b\, h \sqrt{2\, g\, h}.$$

Hierin bedeutet *b* die Breite der Öffnung und *h* die Höhe des Oberwasserstandes über dem Wehrrücken. Sie ist etwas oberhalb

1) Erläuterungsbericht zum Projekt für die Elsterberichtigung in Gera (Reuß) von R. Williams. Preis 5.0 M. Verlag von W. Engelmann, Leipzig.

des Wehres zu messen, da der Wasserspiegel, wie die Abbildung andeutet, sich unmittelbar vor dem Wehre schon senkt. Die Beschleunigung der Schwere g beträgt bekanntlich 9,81 m.

Bazin fast die Beiwerte $\frac{2}{3}\mu$ zu einem Wert m zusammen und findet etwa $\mu = 0{,}7$ und $m = 0{,}46$. In der Hydrometrie von Müller ist der Wert $\frac{2}{3}\mu$, S. 28 als μ bezeichnet und S. 29 bei Besprechung der Bazinschen Versuche mit m.

Da der Beiwert mit der Breite der Öffnung, der Gestalt der Sohle vor dem Wehr sowie mit Gestalt und Eigenart der Wangen sich ändert, hat Bazin[1]) ein Normalwehr, welches für größere Messungen dienen soll, in einem künstlichen Kanal hergestellt und geeicht. Das heißt, er hat für dies Wehr den Beiwert m bestimmt, und zwar für verschiedene Wasserhöhen h. Bazin findet zwei Werte m, je nachdem die Seitenwandungen Luftöffnungen erhalten und infolgedessen Luft hinter den Überfall gelangen kann oder nicht, so daß dort entweder keine Luftleere auftritt oder bei fehlenden seitlichen Löchern eine teilweise Luftleere mit Saugewirkungen entsteht. Bei den Versuchen von Bazin war die überfließende Wassermenge Q der gegebene und $m = \frac{2}{3}\mu$ der abgeleitete Wert. Die sekundliche Wassermenge Q wurde durch das Steigen des Wasserspiegels in großen, dichten Auffangegruben gemessen, die unterhalb des Wehres am Ende des Versuchskanales hergerichtet waren.

Weiter sind Versuche von Frese[2]), Hannover, hervorzuheben. Derselbe bestimmte die Variation von μ nach h und b und fand:

$$\mu = i \cdot \mu_0$$

und

$$\mu_0 = 0{,}5755 + \frac{0{,}017}{h + 0{,}18} - \frac{0{,}075}{b + 1{,}2}$$

wie ferner

$$i = 1 + \left[0{,}25\left(\frac{b}{B}\right)^2 + k\right]\left(\frac{h}{H}\right)^2$$

$$k = 0{,}025 + \frac{0{,}0375}{\left(\frac{h}{H}\right)^2 + 0{,}02}$$

Hierin bedeutet B die Fluß- bezw. Kanalbreite und H die Wassertiefe vor der Wehröffnung, welche sich in einer schmalen, vertikalen Wand befindet.

1) Bazin. Ann. d. ponts et chaussées 1891, Nov., S. 445—516. Möller berichtet darüber im Journal f. Gasbel. u. Wasservers. 1890, S. 386 u. Zeitschr. des Arch. u. Ing.-V. Hannover 1892, S. 474. Keller. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1889, S. 513; 1890, S. 880.

2) Frese. Zeitschr. d. V. d. Ing. 1890, S. 1285, 1309, 1337 u. 1365.

Beispiel: Es ist die Wehröffnung b gegenüber der Bachbreite sehr klein, so daß der Bruch $\frac{b}{B}$ etwa zu Null wird. Ebenfalls sei $\frac{h}{H}$ gleich Null zu setzen. Man erhält dann für i den einen Grenzwert $i = 1$, für welchen μ der Kleinstwert oder Grundwert μ_0 sich ergibt, da $\mu = i \cdot \mu_0$.

Für $h = 0,2$ und $b = 2,0$ findet sich dann

$$\mu = \mu_0 = 0,5755 + \frac{0,017}{0,2 + 0,18} - \frac{0,075}{2 + 1,2}$$
$$\mu = 0,5755 + 0,0447 - 0,0234$$
$$\mu = 0,6 \text{ (Für } h = 0,2 \text{ m und } b = 2,0 \text{ m.)}$$

Ferner ist:

$$Q = \tfrac{2}{3}\, \mu \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$
$$Q = \tfrac{2}{3} \cdot 0,6 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh}$$
$$Q = 0,4 \cdot b \cdot h \cdot \sqrt{2gh} \text{ (Für } h = 0,2 \text{ m und } b = 2,0 \text{ m.)}$$

μ_0 der Grundwert oder Kleinstwert von μ wird absolut am kleinsten für einen schmalen Spalt, d. h. für b fast gleich Null und für h fast unendlich.

Dann wird

$$\mu_0 = 0,5755 + 0 - \frac{0,075}{0 + 1,2}$$
$$\mu_0 = 0,5755 + 0 - 0,0625$$
$$\mu_0 = 0,513. \text{ (Absoluter Kleinstwert von } \mu.)$$

Die Werte μ_0, i, k sind aus berechneten Tabellen für bestimmte Fälle zu entnehmen, vgl. Müller, S. 36 und 38, oder die Originalarbeit von Frese. Werte $\sqrt{2gh}$ sind für Druckhöhen von $h = 0,01$ bis $h = 40$ m in der Hydrometrie von Müller S. 40—43 angegeben.

m) *Messung der fließenden Wassermenge durch Auffanggefäße.*

Eine genaue Ermittelung der fließenden Wassermenge ist an sich überhaupt unmöglich, da die Wassermenge in allen natürlichen Wasserläufen zeitlich sehr veränderlich ist. Die zu bestimmter Zeit vorhandene Wassermenge läßt sich aber recht genau, jedenfalls weit genauer als durch die zuvor besprochenen Hilfsmittel durch Benutzung von Auffanggefäßen feststellen. Die dazu nötigen Vorkehrungen fallen aber verhältnismäßig groß aus; sie lassen sich daher nur für

kleine Wassermengen und außerdem nur bei hinreichend starkem Gefälle herrichten. Es ist der Wasserlauf so hoch aufzustauen, daß das Wasser in das Meßgefäß abstürzen kann.

Über Wassermesser, welche man bei Rohrleitungen verwendet, vgl. Müller, S. 81—98.

Bei allen Messungen von Wassermengen ist sorgfältig darauf zu achten, daß zur Zeit der Messung der Abfluß gleichförmig ist. Die durch Einbauten oder sonstwie veranlaßt gewesenen, vorübergehenden Störungen der Wasserbewegung müssen ganz aufgehört haben.

7. Peilungen.

a) *Die Peilstange*

wird zur Bestimmung der Wassertiefen bis etwa 8 m verwendet. Sie ist aus Holz, unten beschwert, außen glatt und rund, sowie mit aufgemalten Maßzahlen versehen. Von einer Brücke oder von einem hierzu besonders hergerichteten Steg aus wird die Stange bis auf die Sohle des Gewässers an bestimmten Punkten hinabgeführt und zur Ablesung der Wassertiefe benutzt. Diese Pnnkte liegen meist in gleichen Abständen voneinander und sind auf dem Brückensteg vermerkt. Bei größeren Messungen bedient man sich eines Bootes. Die Entfernung vom Ufer mißt man dann mit einer Leine, welche mit Leinölfirnis getränkt ist, damit sie im Wasser keine Längenänderung erleidet. Durch Knoten und Bänder sind die Längen darauf angedeutet. Die Richtung, in welcher gemessen werden soll, wird am Lande durch aufgestellte Baken festgelegt. Die Entfernung vom Ufer läßt sich auch durch Winkelmeßinstrumente bestimmen. Alsdann bedarf es am Lande einer ausgesteckten Basislinie. Für größere Tiefen bedient man sich des Lotes.

b) *Selbstzeichnende Peilapparate.*

Der Peilapparat von Stecher besteht aus einem schräg in das Wasser führenden Hebel, welcher auf der Sohle schleift, während das ihn tragende Fahrzeug sich vorwärts bewegt. Der Winkeldrehung des Hebels folgt eine Seilscheibe. Das sich darauf auf- und abwickelnde Seil bewegt den Schreibstift. Siehe Handb. d. Ingw., 3. Aufl. III, 1. Abt., 1. Hälfte, S. 134. Anleitung zum Gebrauch dieses Pegels gewährt der Kgl. Straßen- und Wasserbauinspektor O. B. Stecher in Pirna.

C. Bewegung des Wassers in Wasserläufen.[1])

Literatur:

1. Handb. d. Bauk. I. Bd., Hilfswissenschaften, S. 776.
2. Handb. d. Ingw. 3. Aufl. III, 1. Hälfte, S. 178—205.
3. Kutter. Bewegung des Wassers in Kanälen u. Flüssen, Tabellen u. Beiträge. Verl. von Paul Parey, Berlin SW., Hedemannstr. 10. M. 7,—.
4. Franks Tabellen. Journal für Gasbel. u. Wasserversorgung 1886, S. 258 u. 290. Eine neue Auflage der Sonderausgabe ist in Bearbeitung genommen.
5. Handb. d. Ingw. 4. Aufl. III, Bd. 4. Die Entwässerung der Städte. S. 65—86. Wasserbew. in städt. Kanälen von rundem u. eiförmigem Querschnitt. M. 11,—.
6. Der städt. Tiefbau. Bd. III, Büsing, Städtereinigung, Heft 2. Abflußgeschwindigkeit u. Abflußmenge in städt. Kanälen, S. 412—467. Umfangreiche Tabellen ausgerechneter Werte. S. 443—460. M. 24,—.
7. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver., Hannover, Jahrg, 1894, S. 581. Ungleichförmige Wasserbewegung von M. M.
8. Desgl. 1896, S. 475. Ein Beitrag zur Berechnung der Wellen und der Flut- und Ebbebewegung des Wassers; insbesondere über das Fortschreiten der Welle in Flußmündungen von M. M.

1. Kurze Darlegung.[2])

a) Die Beschleunigung des Wassers.

Nach dem bekannten Gesetz einer reibungslosen Bewegung auf schiefer Ebene erreicht eine vertikal fallende oder schräg abwärts gleitende Masse, von der Ruhelage ausgehend, nach Durcheilung der Fallhöhe „h“ (absolutes Gefälle) die Geschwindigkeit $v = \sqrt{2\,g\,h}$.

Hiernach ist die zur Erzeugung einer Geschwindigkeit v benötigte Fallhöhe „h“ nach der Formel zu berechnen:

$$h = \frac{v^2}{2g} = \frac{v^2}{2 \cdot 9{,}81} \text{ m, oder in runder Zahl}$$

$$h = v^2 \cdot 5 \text{ cm}; \; v \text{ in Metern ausgedrückt.}$$

Es ergeben sich folgende Annäherungswerte:

v = 1,0 m	h = 5	cm	Fallhöhe	
„ = 2,0 „	„ = 20	„	„	
„ = 3,0 „	„ = 45	„	„	
„ = 4,0 „	„ = 80	„	„	
„ = 5,0 „	„ = 125	„	„	
„ = 10,0 „	„ = 5,00	m	„	(genauer 5,097 m).

1) Anfangs war es meine Absicht, die Wirbel- und Wellenbewegung auch hier zu behandeln. Diese Ausführungen wurden aber zu umfangreich; sie eignen sich daher besser für eine besondere Veröffentlichung.

2) Eine eingehende Besprechung fließender Bewegung beginnt S. 43.

Im nachfolgenden Abschnitt b ist an einigen Beispielen gezeigt, daß bei Wasserläufen an Orten kurz hinter Seen, Teichen oder Wasserbecken die Beachtung jenes Verbrauches an Druckhöhe h von Bedeutung ist.

b) *Bestimmung der Wassergeschwindigkeit bei gleichförmiger Bewegung.*

Nachdem das Wasser durch Auswertung der Druckhöhe h einmal eine Geschwindigkeit v erreicht hat, bedarf es zu deren fernerer Erhaltung eines relativen Gefälles $\frac{h}{l}$, so bemessen, daß die aus diesem Gefälle sich ergebende Beschleunigung gerade ausreicht, die verzögernde Wirkung der Reibung aufzuheben. Diese Beziehung führt zur Aufstellung der Formel;

$$v = c\sqrt{\frac{F}{U}\cdot\frac{h}{l}}\,\mathrm{m},$$

auch geschrieben: $$v = c\sqrt{r\cdot a}.$$

Das ist die Formel zur Bestimmung der mittleren Wassergeschwindigkeit in Wasserläufen.

Hierin bedeutet F die Querschnittsfläche des Stromes in *qm*, U den benetzten Umfang (auch P geschrieben), $r = \frac{F}{U}$ den hydraulischen Radius (auch R geschrieben) und $\frac{h}{l}$ das relative Gefälle (auch a oder J bezeichnet).

Der Beiwert c ist abhängig von der Rauhigkeit der Sohle und von $\frac{F}{U}$ wie von $\frac{h}{l}$.

Die Abhängigkeit des Beiwertes c nach $\frac{h}{l}$ ist gering; sie wurde erst zuletzt gefunden und hat nur für große Ströme und sehr schwache Gefälle eine Bedeutung. Siehe die Formel von Ganguillet und Kutter hier S. 52. Die Veränderlichkeit von c nach $\frac{F}{U}$ ist aber erheblich. Bazin sowohl wie Kutter lassen c mit $\frac{F}{U} = 0$ bis auf Null abnehmen. Das ist jedoch zu weit gegangen, denn der Grenzwert für Wasserläufe in Erde für $\frac{F}{U} = 0$ bleibt noch etwa $c = 20$. Für die Erledigung technischer Aufgaben ist jene Abweichung von der Wirklichkeit bedeutungslos. Es gibt aber Fälle, bei welchen dieser Umstand zu beachten ist. Dahin gehören wissenschaftliche Untersuchungen, Experimente mit Wasserläufen von ganz geringer Tiefe,

Streitfragen usw. Daher sind die Werte c von Bazin und Kutter[1]) in solchen Fällen etwa zu multiplizieren mit einem Faktor d, für welchen nachstehend einige Werte aufgeführt sind.

$d = \infty$ bei $\frac{F}{U} = 0$
„ $= 1,4$ „ $r = 0,05$ m
„ $= 1,3$ „ $r = 0,25$ „
„ $= 1,2$ „ $r = 0,50$ „
„ $= 1,1$ „ $r = 0,70$ „
„ $= 1,05$ „ „ $= 0,85$ „
„ $= 1,00$ „ „ $\geqq 1,00$ „

Hiernach ergeben sich für Wasserläufe in Erde etwa folgende Werte von c:

Werte c für Wasserläufe in Erde.

$r = \frac{F}{U}$	$\sqrt{r}$	c	$r = \frac{F}{U}$	$\sqrt{r}$	c
0,00 m	0,00	20	2,8 m	1,67	49,5
0,05	0,224	25	3,0	1.73	50
0,10	0,316	29	3,2	1.79	50,5
0,20	0,447	32	3,4	1,84	51
0,30	0,548	34	3,6	1,90	51,5
0,40	0.632	35	3,8	1,95	52
0.50	0,707	36	4,0	2,00	52,5
0,60	0.775	37	4.2	2,05	53
0,70	0,84	38	4,4	2,10	53,5
0,80	0.89	39	4,6	2,14	54
0,90	0.95	40	4,8	2.19	54,4
1,0	1,00	41	5.0	2.24	54,8
1,2	1,10	43	5,5	2.35	55,1
1.4	1,18	44	6,0	2,45	55.4
1,6	1,26	45	6.5	2.55	55,7
1.8	1.34	46	7,0	2.65	56.0
2.0	1,41	47	7,5	2.74	56.3
2,2	1,48	48	8.0	2,83	56.6
2,4	1,55	48.5	8,5	2.92	56.9
2,6	1,61	49	9,0	3,00	57,2

Über weitere Werte von c, insbesondere für verschiedenes Material des Gerinnes oder des Flußbettes, siehe hier S. 54.

1) Siehe z. B. Werte c Rheinhards Kalender für Straßen-, Wasserbau- und Kulturingenieure, ältere Aufl., z. B. 1891, S. 104; in späteren Auflagen Anlage 1 S. 21.

2. Die Entstehung der Bewegung.

Einen breiten Raum in der wasserbautechnischen Fachliteratur nehmen die Formeln zur Bestimmung einer mittleren Wassergeschwindigkeit in Flüssen und Rohrleitungen ein, sowie deren ausgerechnete, zu Tabellen zusammengestellte Werte. Diese beziehen sich sämtlich auf den Beharrungszustand einer gleichförmig fließenden Bewegung des Wassers, wobei letztere von vornherein als vorhanden gegeben und einmal entstanden angenommen ist, so daß in der Folge nur deren Erhaltung in Frage kommt, und dies zwar trotz der vorhandenen Reibung. In allen Fällen, in welchen bei Ausfluß des Wassers aus einem See oder einem Becken die Geschwindigkeit erst erzeugt werden soll, d. h. also dort, wo das Wasser beschleunigt oder im anderen Fall verzögert sich bewegt, sind jene Formeln nicht verwendbar.

Ferner ist zu beachten, daß das einzelne Wasserteilchen jene gleichförmige Geschwindigkeit überhaupt nicht besitzt, welche bei Ableitung der Formel über die mittlere Geschwindigkeit fließender Bewegung vorausgesetzt wird. Sein Bewegungszustand ist ein wechselnder. Eine Weile erfährt es Beschleunigung, wenn es sich oben befindet und dem Einfluß der Reibung am rauhen Flußbett teilweise entzogen ist, um hernach, abwärtstauchend, in Berührung mit der rauhen Sohle Verzögerung zu erleiden. Diese Vorgänge sind insbesondere dann ins Auge zu fassen, wenn es gilt, die Sinkstoffbewegung in ihrer Beziehung zur fließenden Bewegung des Wassers genauer zu verfolgen.

Beschleunigung erfährt das Wasser bekanntlich unter der Wirkung des Gefälles, d. h. des Spiegelgefälles und des Gefälles aller dem Wasserspiegel parallelen Flächen gleichen Druckes, vgl. Abb. 10. Das Sohlengefälle kommt dabei nicht in Frage; es ist nur insofern von Bedeutung, als das Spiegelgefälle von demselben beeinflußt wird. Genau genommen ist das Spiegelgefälle nur dann allein maßgebend, wenn längs des Wasserspiegels gleicher Luftdruck herrscht, was hier vorausgesetzt sei. Das Wasser gleitet also in jeder Tiefenlage auf einer Fläche gleichen Druckes zu Tal. Es gehorcht dem Gesetz der schiefen Ebene. Aus der Ähnlichkeit der Dreiecke Abb. 10 folgt die Beziehung:

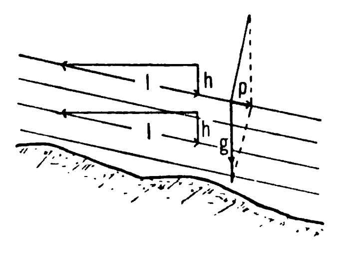


Abb. 10.

$$\frac{p}{g} = \frac{h}{l} \text{ und } p = \frac{h}{l}\, g.$$

Hierin bedeutet $g = 9{,}81$ m die Beschleunigung der Schwere, $\frac{h}{l}$ das relative Gefälle des Wasserspiegels, sowie aller Flächen gleichen Druckes und p die Beschleunigung eines Wasserteilchens in irgend einer Tiefe. Von der Ruhelage ausgehend, erlangt ein reibungslos längs einer schiefen Ebene gleitender oder rollender Körper die Endgeschwindigkeit $v = \sqrt{2\,g\,h}$, einerlei, ob die Ebene schwach oder stark geneigt ist[1]). Da diese Beziehung überall wiederkehrt, hat man sich zu merken, daß bei $h = 5$ cm in runder Zahl $v = 1{,}0$ m wird. Des weiteren wächst h nach dem Quadrat von v. Einige ausgerechnete Werte sind hier S. 40 aufgeführt.

Anwendung 1: Nach dem Austritt aus einem See erreiche das Wasser eines Flusses im Meistbetrage durch das vorhandene Gefälle 1 : 2000 die Geschwindigkeit 2,03 m. Es sei nun festzustellen, eine wie lange Wegstrecke das Wasser zurückgelegt haben muß, bevor jene Geschwindigkeit erreicht wird.

Bei reibungsloser Bewegung bedarf das Wasser der Zurücklegung eines vertikalen Weges $h = 0{,}21$ m, entsprechend der Formel $h = \frac{v^2}{2\,g}$. Da nun aber Reibung vorhanden ist, steigt die benötigte Fallhöhe fast auf den doppelten Betrag. Mithin stellt sich die gleichförmige Bewegung erst ein, wenn etwa eine Stromstrecke $s = \frac{l}{h} \cdot 0{,}4 = \frac{2000}{1} \cdot 0{,}4 = 800$ m seit Ausmündung aus dem See vom Wasser zurückgelegt worden ist. Es wäre also nicht statthaft, Messungsergebnisse über die erreichte Geschwindigkeit, in etwa 200 oder 600 m Entfernung vom See gewonnen, mit der Formel für gleichmäßige Geschwindigkeit in Verbindung zu setzen.

Anwendung 2: In ähnlicher Weise ermittelt sich z. B. bei einem Gefälle von 1 : 3000 die Wegstrecke, welche vom Wasser zurückgelegt werden muß, um nach Einbuße eines Teiles seiner Geschwindigkeit diese von $v = 1{,}0$ m wieder auf einen bei gleichförmiger Bewegung sich einstellenden Wert $v = 2{,}0$ m zu steigern.

Zur Erzeugung von $v = 2{,}0$ m ist die Fallhöhe $h_{,} = 2 \cdot 2 \cdot 5$ cm $= 20$ cm erforderlich. Da nun schon eine Geschwindigkeit von $v = 1$ m vorhanden ist, einer Fallhöhe von $h_{,,} = 5$ cm entsprechend, ist nur noch eine Fallhöhe von $h = h_{,} - h_{,,} = 20 - 5 = 15$ cm erforderlich, wenn keine Reibung wirkt, um $v = 2{,}0$ m zu erzeugen. Wegen Wirkung der hemmenden Reibung verdoppelt sich aber

---

1) Müllers Hydrometrie bietet S. 40 ausgerechnete Werte von v für $h = 0{,}01$ bis $h = 40$ m.

mindestens diese Zahl. Die erforderliche Fallhöhe steigt also auf 30 cm. Der zurückzulegende Weg mißt mithin $0{,}3 \cdot \frac{3000}{1} = 900$ m. Also etwa 900 m weit muß das Wasser fließen, wenn es seine Geschwindigkeit unter diesen Verhältnissen von $v = 1$ auf $v = 2$ m steigern soll.

Die Zahl 2 ist hier als gegeben angenommen, die Verhältnisse sind so vorausgesetzt, daß diese Geschwindigkeit gleichförmiger Bewegung schließlich entsteht.

Anwendung 3: Eine Rohrleitung soll hergerichtet werden, um den Ablauf aus einem Teich, welcher bis dahin oberirdisch erfolgte, in Zukunft durch den Rohrstrang zu bewirken.

Die Kanalleitung liege in starkem Gefälle. Man habe nun, so sei angenommen, nach den Formeln, welche nur für die gleichmäßige Wassergeschwindigkeit gelten, die in dem Rohr eintretende Wassergeschwindigkeit zu $v = 5$ m ermittelt und nun weiter aus dieser und der abzuführenden Wassermenge den Rohrquerschnitt bestimmt. Das Rohr liegt am Teich mit seiner Oberkante 0,5 m unter dem Hochwasserspiegel desselben. Das Wasser kann also, so scheint es, bequem in das Rohr eintreten. Aber dennoch ist die Anlage verfehlt. Es genügt die Druckhöhe von $h = 0{,}5$ m nur, um eine anfängliche Wassergeschwindigkeit von $v = \sqrt{2\,g\,h} = 3{,}132$ m am Eintritt zu erzeugen, und zwar im Höchstbetrage, wenn keine Störung am Eintritt durch Reibung usw. bestehen würde. Diese ist aber vorhanden, daher sinkt die Geschwindigkeit im Rohr am Einlauf, gegenüber den oben ermittelten 5 m, auf nur etwa 2,5 m hinab. Das Rohr führt also nur die Hälfte derjenigen Wassermenge ab, für die es gebaut werden sollte. Das Wasser befindet sich dabei bis weit unterhalb der Einlaufstelle im Zustande der Beschleunigung, so daß die kleinere von oben zutretende Wassermenge das Rohr unten nicht füllt. Es ist da nur halb voll. Im vorliegenden Fall müßte entweder Rohreinlauf-Oberkante tiefer als 0,5 m, und zwar mehr denn 1,25 m unter dem erlaubten Höchstwasserstand des Teiches angeordnet sein, oder es hätte der Einlauf die Form einer Trompete zu erhalten. In diesem Fall würden eine Strecke abwärts Saugewirkungen entstehen. Das Rohr müßte diese Saugekraft aushalten können und auf dieser Strecke zugleich luftdicht halten.

Derartige und ähnliche praktische Untersuchungen sind für das Studium des Wasserbaues zwar eigentlich unerläßlich, aber bisher nicht erreicht, da der Abteilung für Bauingenieurwesen Laboratorien fehlten.

3. Die Erhaltung und Berechnung der Geschwindigkeit gleichförmiger Bewegung.

a) *Formel zur Bestimmung einer mittleren Geschwindigkeit nahe der Sohle.*

Zur Lösung sehr vieler wasserbautechnischer Fragen ist es erforderlich, auf Grund theoretischer Berechnungen die mittlere Wassergeschwindigkeit v und die fließende Wassermenge $Q = v \cdot F$ zu bestimmen. Dazu bedarf es einer Angabe über die Profilform des Wasserlaufes, über die Profilgröße, das relative Gefälle und über die Rauhigkeit der Flußsohle, sowie der Böschungen. Dabei wird dann vorausgesetzt, daß der Wasserlauf hinreichend lang, überall auf dieser Strecke von gleicher Beschaffenheit, gleichem Spiegelgefälle und gerade sei, sowie, daß die im Wasserlauf entstehende Wassergeschwindigkeit schon am Anfangspunkt dieser Strecke vorhanden ist und überall auf dieser Strecke, also auch am Endpunkt erhalten bleibt. Vgl. die Ausführungen hier S. 41 unter b.

Diese Forderung setzt voraus, daß die treibenden und hemmenden Kräfte sich im Gleichgewicht befinden.

Die treibende Kraft K ist für die Stromstrecke von 1 m Länge durch die Komponente des Gewichtes G einer Wasserscheibe der Masse vom Volumen $F \cdot 1 = F$ cbm gegeben, worin F die Querschnittsfläche des Stromes und 1 die Abmessung der Stromscheibe in Längsrichtung des Wasserlaufes von 1 m bedeutet.

Bei dem Einheitsgewicht γ des Bodens wird $G = \gamma \cdot F$. Die Komponente k ist nach dem Gesetz der schiefen Ebene, vgl. Abb. 10, S. 43, zu bestimmen.

$$K = \frac{h}{l} \cdot G = \frac{h}{l} \gamma \cdot F.$$

Die hemmende Kraft findet, vom Luftwiderstande abgesehen, nur am benetzten Umfange U[1]) statt. Sie ist von der mittleren Wassergeschwindigkeit v nicht direkt abhängig, sondern nur von der mittleren Wassergeschwindigkeit nahe der Sohle v_0. Die Erfahrung lehrt nun, daß die hemmende Kraft, auch Reibung R[2]) genannt, der Reibungsfläche, d. h. der Fläche von Böschung und Sohle, hier auf einer Strecke von

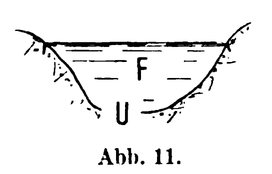


Abb. 11.

1) Reibung an einer Eisdecke, Jasmund, Ztschr. f. Bauw. 1897, S. 303, 465 u. 586. — 2) Wir fassen auch die hemmende Wirkung des Stoßes fließenden Wassers gegen Steine auf der Sohle und gegen große Felsstücke als Reibung auf. Der Physiker tut das nicht. Der Sprachgebrauch ist hier ein verschiedener. Die hemmenden Kräfte sind in Wirklichkeit zusammengesetzter Art. Bei geringfügigen Flüssigkeitsmengen, z. B. bei dem Abfließen von Wassertropfen, kommt die Adhäsion noch in Frage. Auf derartige kleine Verhältnisse passen unsere Betrachtungen nicht.

der Länge eines Meters der Fläche $U \times 1 = U$ qm, proportional ist, ferner dem Quadrat der Geschwindigkeit v_0 des über diese Fläche hingleitenden, die Fläche zunächst berührenden Wassers und einem Reibungsbeiwert a, welcher von der Beschaffenheit der Sohle abhängt. Es ist also

$$R = a\, v_0^2 \cdot U.$$

Und da nun K und R im vorliegenden Fall, nach der Voraussetzung, einander gleich sein sollen, so wird:

$$R = a\, v_0^2 \cdot U = K = \frac{h}{l} \cdot \gamma \cdot F$$

und

$$v_0 = \sqrt{\frac{\gamma}{a}} \sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{U}}$$

oder

$$\text{I)} \qquad v_0 = c_0 \sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{U}}$$

Es ist γ das Gewicht der Raumeinheit Wasser, und zwar 1000 kg/cbm, a ist ein nur von der Rauhigkeit der Sohle und der Böschungen abhängiger Beiwert. Beide zieht man zusammen, indem man für $\sqrt{\frac{\gamma}{a}}$ den Wert c_0 setzt. Somit ist für Wasser c_0 ein nur noch von der Rauhigkeit des Flußbettes abhängiger Beiwert. Dies ist die einzige Formel hinsichtlich der fließenden Bewegung des Wassers, welche sich auf physikalischer Grundlage klar aufbaut. Der Versuch, diese Formel durch rein empirische Formeln zu verdrängen, wäre vom Standpunkte einer wissenschaftlichen Vertiefung von Nachteil und sehr zu bedauern. Wo Untersuchungen über den Einfluß der fließenden Bewegung des Wassers auf das Material der Sohle und auf Geschiebebewegungen in Frage kommen, haben wir in allererster Linie der Sohlengeschwindigkeit des Wassers unsere Aufmerksamkeit zu schenken. So haben z. B. Untersuchungen wie diejenigen von Sternberg[1]) nur die Sohlengeschwindigkeit in Betracht zu ziehen und nur mit jener Formel I. zu rechnen, in welcher die zweite Wurzel aus dem Gefälle erscheint.

Sternberg hat das nicht getan, er ist von der mittleren Geschwindigkeit des Wassers ausgegangen und hat dann versucht, aus dieser auf die Größe der Sohlengeschwindigkeit zu schließen. So gelangte derselbe zu einer Reihe von Formeln, in welcher das relative Gefälle in der Potenz $\frac{1}{n}$ vorkam, und in welchem einmal $n = 2$, dann $n = 4$ usw. wird. Von diesen Werten war aber nur der Wert

1) Sternberg. Ausbildung des Längengefälles am Oberrhein, Zeitschr. f. Bauw. 1875, S. 483. Möller. Desgl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 485—490.

$n = 2$ physikalisch begründet, da er aussagt, daß v_0 mit der zweiten Wurzel aus $\frac{h}{l}$ wächst, er entspricht also der Formel I. Die mit dem Werte $n = 2$ durchgeführten Berechnungen über die Abhängigkeit des Längenprofiles des Oberrheines von dem Verschleiß der Geschiebe ergab praktisch richtige Beziehungen; sie sind für die wasserbautechnische Wissenschaft von bleibendem Wert. Die weiteren Berechnungen mit $n = 4$, d. h. mit Benutzung der vierten Wurzel aus $\frac{h}{l}$, sind physikalisch falsch und auch in dem Endergebnis als unbrauchbar erkannt.

Der Wert c_0. Sorgfältige praktische Untersuchungen über die Größe der mittleren Sohlengeschwindigkeit v_0 und Ermittelungen zur Bestimmung des Erfahrungsbeiwertes c_0 sind bisher nicht unternommen. Bei derartigen Feststellungen würde man übrigens auf große Schwierigkeiten stoßen, da die Wassergeschwindigkeit nahe der Sohle, insbesondere örtlich, aber auch der Zeit nach sehr veränderlich ist. Ich erinnere an die oft so stoßweise Wirkung eines Sturmes und an die schwache Bewegung der Luft in geschützter Lage. Bei dem Herablassen eines Meßinstrumentes bis unten auf die Sohle kann man unter Umständen hinter einer Sohlenerhebung Stellen finden, wo das Wasser in Ruhe verharrt, ja, wo es sogar rückwärts strömt, wie das auch an seitlich zurückliegenden Ufern unterhalb eines Wehres oder hinter Pfeilerbauten zu beobachten ist.

Es mag hier mitgeteilt sein, daß für Wasserläufe mit einem Bett aus Erde ohne Wasserpflanzen sich etwa $c_0 = 20$ als Mittelwert ergibt.

b) *Formeln zur Bestimmung der mittleren Wassergeschwindigkeit des ganzen Profiles.*

Die Ableitung von Formeln zur Bestimmung der Wassergeschwindigkeit stützt sich auf Meßergebnisse. Eine wertvolle Sammlung derartiger Werte für Flüsse und Kanäle findet sich in der Schrift von Kutter.[1]) Diese Formeln beziehen sich allemal auf die mittlere Wassergeschwindigkeit des ganzen Profiles, wofern eine andere Bedeutung nicht besonders angegeben ist. Die Geschwindigkeit ist nahe der Sohle am kleinsten; sie wächst nach oben hin von Schicht zu Schicht, da alle darüber liegenden Schichten auf den unteren gleiten. Diese Zunahme der Geschwindigkeit verliert sich schließlich gegen die Oberfläche hin, da die Ursache dieses Gegen-

---

1) Kutter, S. 31 bis S. 37; siehe hier S. 54.

satzes in der Kraft zu suchen ist, mit welcher die über einer Schicht fließende Wassermasse durch die Komponente der Schwere vorwärts getrieben wird. Diese Kraft ist an der Oberfläche Null, da dort die Schichtdicke des die Bewegung erstrebenden Wassers Null ist. In der Tiefe t unter der Oberfläche ist diese Kraft K und zwar für je 1 qm Grundfläche:

$$K = 1000 \cdot \frac{h}{l} \cdot t \text{ kg/qm.}$$[1]

Hierin bezeichnet t die Anzahl der Kubikmeter Wasser, welche über 1 qm Grundfläche bei t m Wassertiefe, d. h. bei t m Schichtdicke, abwärts treiben. Die Zahl 1000 gibt das Gewicht von 1 cbm Wasser in Kilogrammen an. Das Gewicht jener Wassermenge ist also 1000 t kg. Dieser Betrag ist, wie S. 46 ausgeführt, mit dem Wert des relativen Gefälles $\frac{h}{l}$ zu multiplizieren, um die Komponente des Gewichtes, die fragliche stromabwärts treibende Kraft K, zu finden.

Die Reibung der Wasserschichten aneinander, insbesondere die Vorgänge einer Mischung der unteren langsamer bewegten mit den oberen schneller bewegten Schichten führt dahin, daß die letzteren gegenüber der Sohlengeschwindigkeit keine unbegrenzt große Geschwindigkeit erlangen. Immerhin ist die mittlere Geschwindigkeit bei geringer Tiefe des Wasserlaufes etwa $\frac{4}{3}$ und bei ziemlich tiefen Strömen dreimal so groß als die Sohlengeschwindigkeit. Die einfache Tatsache an sich, daß die Geschwindigkeit nach unten abnimmt, ist

1) Wie Engels hervorhebt hat schon M. Dubuat in seinen Principes d'hydrauliques, Paris 1816, tome I, chapitre III, diesen Wert berechnet. Er weist darauf hin, daß durch die so ermittelte Kraft die Geschiebe der Sohle abwärts getrieben werden. Dubuats Auffassung, daß die Reibung oder der Widerstand der Geschiebe an der Sohle (er sagt dazu: „la masse en mouvement“) nun jener Kraft gleich sei, ist aber doch nicht genau zutreffend. Die Geschiebereibung ist allemal kleiner als die ganze Stoßkraft oder Reibung K. In geschiebearmen Wasserläufen wird der Teil der Stoßkraft, welcher die Geschiebe trifft, fast zu Null. Da ist es dann fast nur die feste ruhende Sohle, deren Rauhigkeitsvorsprünge von dem Stoß des Wassers getroffen werden. Die Summe dieser Stöße nennen wir im Ingenieurwesen Reibung. Physiker nennen diese Kraft bisweilen Reibung, bisweilen Stoßkraft. M. P. du Boys hat sich in seinen Ausführungen (Ann. d. ponts et chaussées, Mémoires 2, 1879, S. 141—195) auch des Ausdruckes „force d'entraînement“, Schleppkraft bedient. — Engels schlägt vor, Stoßkraft oder Reibung zu sagen, da das Wasser die Geschiebe nicht nach sich schleppt oder zieht, sondern vorwärts stößt. — Siehe Zeitschr. d. Östr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1905, Nr. 11.

Vgl. auch meine Abhandlung: „Über den Begriff der Reibungs- und Bewegungsgrößen (wie Kraft) bei fließenden, schwingenden und festen gleitenden Massen. Verhandl. d. Ver. zur Beförderung des Gewerbefleißes, Berlin 1890, S. 231—252.

von allen Autoren beachtet, indem an Stelle des nur von der Größe der Reibung abhängigen Beiwertes c_0 ein Wert $c > c_0$ gesetzt ist. Bei Flüssen mittlerer Tiefe mit einem Bett aus Erde ergibt sich:

in II) $v = c \sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{U}}$ etwa $c = \frac{5}{2} c_0$

und da $c_0 = 20$, siehe S. 48, wird

$$c = \frac{5}{2} \cdot 20$$
$$c = 50.$$

1. Eytelwein fand

$$v = 50{,}9 \sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{U}}$$

für Wasserläufe in Erde ohne Wasserpflanzen.

Dabei ist zu beachten, daß die Angabe eines auf die Dezimale genau angegebenen Beiwertes $c = 50{,}9$ leicht den Irrtum erweckt, als ließe sich ein so genaues Rechnungsergebnis überhaupt erzielen. In Wirklichkeit ist der Beiwert c je nach der Tiefe des Flusses verschieden, er kann bei kleinen Rinnsalen auf 20—30 hinabgehen und auf 92 ansteigen (Mississippi). Es ist daher nicht begründet die Zahl 50,9 zu verwenden. Wir wollen schreiben:

$$v = 50 \sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{U}}$$

als Annäherungsformel für Flüsse in Erde.

2. Bazins Verdienst ist es, für den Beiwert c eine bedeutende Abhängigkeit von der Flußtiefe oder genauer genommen von dem Verhältnis $\frac{F}{U}$ nachgewiesen zu haben. Ihm standen größere Mittel als Eytelwein zur Verfügung. Bazin konnte einen Versuchskanal bauen mit Meßbassins am oberen und unteren Ende und einer Einlaßschleuse. Die fließende Wassermenge Q wurde durch die, in den Bassins eintretenden Änderungen des Wasserspiegels festgestellt. Die Größen $\frac{h}{l}$ und $\frac{F}{U}$ wurden bei jedem Versuche besonders gemessen. So konnte Bazin aus der Gleichung:

$$Q = c \sqrt{\frac{h}{l} \cdot \frac{F}{U}}$$

den Wert c für bestimmte Werte $\frac{F}{U}$ ableiten. Trägt man nun jene Werte $\frac{F}{U}$ als Abszissen und die dazu gehörenden gemessenen Werte c als Ordinaten auf, dann entsteht eine Kurve. Bazin hat sich nun bemüht, eine Gleichung für diese Kurve durch ein Probierverfahren

zu finden; er leitete mehrere Gleichungen ab, von welchen die nachstehende Formel:

$$c = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{r}}}$$

am meisten genannt wird. Vgl. Hütte,[1]) Abt. I, S. 249.

Hierin bedeutet r das Verhältnis $\frac{F}{U}$, α und β sind Beiwerte, welche von der Beschaffenheit des Bettes abhängig sind; z. B. für Erde $\alpha = 0{,}00028$ und $\beta = 0{,}00035$. Das gibt für den hydraulischen Radius $r = 2{,}9$ m:

$$c = \sqrt{\frac{1}{0{,}00028 + \frac{0{,}00035}{2{,}9}}} = 50.$$

Nur für diesen Fall $r = \frac{F}{U} = 2{,}9$ m ergibt die Formel von Bazin denselben Beiwert c für Wasserläufe in Erde ohne Wasserpflanzen, wie Eytelwein für alle Wassertiefen unter solchen Verhältnissen annimmt. Für kleinere Wassertiefen sinkt der Wert c bei Bazin, und zwar für die Wassertiefe Null auf den Wert Null. Nun ist eine Abnahme des Wertes c für abnehmende Werte $\frac{F}{U}$ zwar der Wirklichkeit entsprechend, eine so große Abnahme von c bis zum Werte Null für $\frac{F}{U} = 0$ enthält jedoch eine Übertreibung. Es gibt bei sehr kleinen Verhältnissen $\frac{F}{U}$, also für kleine Rinnsale, die Formel von Bazin zu geringe Werte c und zu geringe Werte v. Für so kleine Verhältnisse liegt der wirkliche Wert c zwischen dem von Eytelwein als konstant zu 51 angenommenen Betrage und dem Wert von Bazin, etwa bei 20.

Über Werte c für eine Sohle aus Erde ohne Wasserpflanzen siehe S. 42. Es bewegt sich c da zwischen den Werten 20 und 57. Letztere Zahl ergibt sich für $r = 9{,}0$ m. Eine Eigentümlichkeit des Bazinschen Beiwerts c sei noch erwähnt. Nach diesem soll die Zunahme des Wertes c mit dem Quotienten $\frac{F}{U}$ nur bei kleinen Wassertiefen, z. B. bei Werten unter 1,0 m, von Belang sein, für größere Werte r aber verschwinden. Überhaupt soll der Wert für $\frac{F}{U} = \infty$ nur bestimmte Meistbeträge annehmen können, z. B. für Ge-

1) Hütte, Ingenieurs-Taschenbuch, zwei Bände, jeder 8 M. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.

rölle $c \leqq 50$; für Erde $c \leqq 60$. In Wirklichkeit ist aber am Mississippi der Wert $c = 92{,}2$ gefunden. Zweifelsohne würde der Wert c sich z. B. für Meeresströmungen bei sehr großen Tiefen noch weitaus höher stellen. Derartige empirische Formeln dürfen also nur in denjenigen Grenzen benutzt werden, für welche dieselben abgeleitet sind, darüber hinaus ergeben solche Formeln unbrauchbare Werte.

Werte von c in einer Tabelle zusammengestellt, aber mit k bezeichnet, gibt Rheinhards Kalender in den älteren Jahrgängen, z. B. in denen von 1898, Beilage I, S. 22 und 23. Neuere Auflagen, z. B. von 1904, enthalten jene Angaben nicht mehr, was als ein Nachteil zu bezeichnen ist. Der Ersatz durch das gebotene graphische Verfahren (vgl. hier S. 57) gibt nicht die schnell zu gewinnende Übersicht wie jene ältere Tabelle.

3. Humphreys und Abbot hatten das Verdienst nachzuweisen, daß der Wert c auch vom Gefälle abhängig ist; sie zeigten, daß er mit wachsendem Gefälle $\frac{h}{l}$ etwas abnimmt. Bazin konnte das an seinem Versuchskanal nicht feststellen; es fehlte ihm die Möglichkeit, das Gefälle zu variieren. Untersuchungen am Mississippi und seinen Nebenflüssen boten aber dazu die Gelegenheit. Bei stärkerem Gefälle fließt das Wasser schneller, es wirbeln die einzelnen Teilchen mehr durcheinander. Das bedingt einen Ausgleich der Wassergeschwindigkeiten oberer und unterer Schichten.[1]) Es richten sich erstere inniger nach der Bewegung des Wassers nahe der Sohle, und da nun für diese Wasserfäden c_0 fest liegt, so ist bei stärkerem Gefälle c weniger von jenem Minimalbetrag c_0 verschieden, wie bei schwachem Gefälle. Bei Übergang auf unendliche Werte des Gefälles wird c zu c_0, z. B. für Erde etwa gleich 20; vgl. S. 48 und 50. Mit abnehmendem Gefälle tritt aber ein wachsender Gegensatz hervor, es wird c mit abnehmendem Gefälle fortgesetzt größer.

2. Ganguillet und Kutter vereinigten die Versuchsergebnisse von Bazin mit denen von Humphreys und Abbot; sie stellten eine neue Formel auf. Dieselbe lautet:

$$c = \frac{23 + \frac{1}{n} + \frac{0{,}00155}{i}}{1 + \left(23 + \frac{0{,}00155}{i}\right)\frac{n}{\sqrt{r}}}.^{2)}$$

1) Möller, „Über Wasserbewegung im Strom u. Gestalt. der Flußsohle.“ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins Hannover 1890, S. 455, und Fig. 4 wie 5, S. 457. Dort ist erläutert, wie Hindernisse an der Sohle bei stärkerem Gefälle die oberen Schichten mehr hemmend beeinflussen als bei schwachem Gefälle.

2) In Rheinhardts Kalender von 1904 u. 5, 1. Beilage, S. 22, ist auf der Tafel in der Formel beim Druck das n des Bruches $\frac{1}{n}$ fortgelassen.

Hierin bedeutet: n den Reibungsbeiwert, i das Gefälle $\frac{h}{l}$ und r das Verhältnis $\frac{F}{U}$.

Für einen Wasserlauf in einem Bett aus Erde ist $n = 0{,}025$ und $\frac{1}{n} = 40$. Alsdann ergibt sich für ein Gefälle $1 : 4000$ und $r = 2{,}9$ m:

$$c = \frac{23 + 40 + 0{,}00155 \cdot 4000}{1 + (23 + 0{,}00155 \cdot 4000)\frac{0{,}025}{\sqrt{2{,}9}}} = 48{,}4.$$

Auch diese Formel ergibt für das Flußbett in Erde für c einen Wert nahe 50, welchen wir schon aus den Formeln von Eytelwein und von Bazin her kennen. Der Vorzug dieser Formel besteht darin, daß sie sich den Beobachtungsergebnissen zwischen den Grenzen, in welchen sie benutzt werden soll, sehr gut anpaßt, und daß sie ferner im Aufbau nicht zu verwickelt ist. Die Verwendung dieser Formel hat große Verbreitung gefunden, wozu die vorzüglichen Veröffentlichungen[1]) wesentlich beigetragen haben, welche ausgerechnete Werte, zu Tabellen zusammengestellt und auch graphisch aufgetragen, enthalten. Der Beiwert n hat folgende Größe:

$n = 0{,}010$ für gehobeltes Holz und glatten Zementputz,
„ $= 0{,}012$ „ einfache Bretter,
„ $= 0{,}013$ „ behauene Quadersteine und gefugtes Backsteinmauerwerk,
„ $= 0{,}017$ „ Bruchsteinmauerwerk,
„ $= 0{,}025$ „ Erde,
„ $= 0{,}030$ „ Gewässer mit Geschieben und Wasserpflanzen.

Gewisse Mängel bietet diese Formel von Kutter naturgemäß auch. Daher empfiehlt Kutter, den Wert c nicht nur durch Rechnung zu ermitteln, sondern auch die aus den Meßergebnissen unmittelbar abgeleiteten Werte c, welche auf S. 31—37 in seiner Schrift aufgeführt sind, zu beachten und bei ähnlichen Verhältnissen zu benutzen.

Mittlere Werte c nach Kutter, welche sich aus Messungen ergeben haben und daher ganz unabhängig sind von eventuellen Mängeln des mathematischen Formelausdruckes, und zwar für Kanäle und Flüsse aus nachfolgend bezeichnetem Material siehe nachstehend:

---

1) Die kleinere Ausgabe ist hier S. 40 genannt. Ferner: Versuch zur Aufstellung einer neuen Formel für die gleichförmige Bewegung des Wassers in Kanälen und Flüssen; Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1869. Schweizer Ausgabe erschienen bei Dalp (Schmid) in Bern.

1. Mit Stahl geglätteter Zement	$r = 0{,}250$	$c = 83{,}4$
desgl.	„ = 0,158	„ = 73,6
Fein gehobeltes Holz	„ = 0,019	„ = 51,1
2. Gewöhnliche Bretter	„ = 0,280	„ = 68,8
desgl.	„ = 0,200	„ = 62,0
desgl.	„ = 0,100	„ = 56,6
desgl.	„ = 0,059	„ = 49,6
3. Quader und Backsteine:		
Behauene Quader	„ = 0,541	„ = 68,8
desgl.	„ = 0,190	„ = 61,0
Backstein	„ = 0,147	„ = 57,3
Rauher Sandstein	„ = 0,094	„ = 36,6
4. Bruchstein, rechtwinklig, reine Sohle	„ = 0,453	„ = 52,9
desgl., Sohle etwas schadhaft	„ = 0,227	„ = 45,1
desgl., Sohle mit Steinen und Schlamm bedeckt	„ = 0,420	„ = 42,4
desgl., trapezförmig, Sohle gereinigt	„ = 0,374	„ = 37,4
desgl., schlecht unterhalten, mit Moos und Gras bedeckt	„ = 0,331	„ = 25,2
5. Wildbachschalen	„ = 0,160	„ = 36,0
desgl.	„ = 0,059	„ 28,0
6. Flüsse und Kanäle in Erde ohne Wasserpflanzen:		
Mississipi bei Carrollton	„ = 22,08	„ = 92,2
Newa	„ = 10,80	„ = 83,2
Mississippi bei Vicksburg	„ = 17,48	„ = 66,4
Weser bei Vlotow	„ = 3,84	„ 53,3
Elbe bei Magdeburg	„ 2,62	„ 44,4
Gangeskanal, geebnete Seitenwände	„ 2,64	„ 52,0
Kanal regelmäßig, ohne Wasserpflanzen	„ = 0,477	„ = 38,3
Kanal mit vielen Wasserpflanzen	„ 0,492	„ = 24,8
7. Gewässer mit Geschieben:		
Isar	„ = 0,566	„ = 32,5
Rhein bei Tardis	„ = 0,890	„ = 17,6
Lütschinen bei Grindelwald, aus mehreren Werten gemittelt	„ = 0,115	„ = 7,9

Da die Kuttersche Formel nach derjenigen von Bazin gebildet ist, zeigt auch sie die Abnahme der Werte c bis auf Null, wenn der hydraulische Radius $r = \frac{F}{U}$ sich dem Wert Null nähert. Doch

kann dies aus physikalischen Gründen nicht der Wirklichkeit entsprechen, es ist nur eine Folge des Formelaufbaues. Sollte der Versuch gemacht werden, für kleine Werte $r = \frac{F}{U}$ eine Formel zur Bestimmung von c abzuleiten, dann möchte ich vorschlagen, derselben die Gestalt: $c = b +$ Funktion $\left(\frac{h}{l}, \frac{F}{U}\right)$ zu geben und die Funktion so zu wählen, daß sie allein für $\frac{F}{U} = 0$ zu Null wird. Für diesen Grenzfall ergibt sich dann: $c = b$. Hierin ist b eine nur von der Rauhigkeit des Flußbettes abhängige Größe.

Weiter ist in der Formel von Kutter auch die Art einer Abhängigkeit des Wertes c von $\frac{h}{l}$ etwas merkwürdig. Das von Humphreys gefundene Gesetz, daß mit wachsenden Werten $\frac{h}{l}$ der Beiwert c abnimmt (vgl. S. 52), soll sich bei kleinen Wassertiefen, d. h. bei $\frac{F}{U} < 1$, umkehren und ins Gegenteil verwandeln. Da soll nun c mit $\frac{h}{l}$ wachsen. Vom physikalischen Standpunkte aus ist kein Grund zu erkennen, weshalb diese Umkehrung des Gesetzes überhaupt und warum sie gerade bei $\frac{F}{U} = 1$ m erfolgen soll. Kutter sagt darüber S. 5—7, daß diese Erscheinung bei ausgemauerten Kanälen nur in unbedeutendem Maße auftritt, jedoch erheblich bei Kanälen aus Brettern. Die Umkehrung des Gesetzes, welche so merkwürdig erscheint, hört aber auf, wenn quer zu den Brettern Latten genagelt werden. Vgl. dort unten S. 5. Dann nimmt c zu mit der Abnahme des Gefälles wie bei großen Wasserläufen. Ich erachte das von Kutter gefundene Gesetz „einer Zunahme der Werte c bei wachsenden Werten $\frac{h}{l}$ für Fälle $\frac{F}{U} < 1$ m" als physikalisch unrichtig. Ich glaube, daß vielmehr bei befestigter Sohle, Holz oder Stein, bei wachsendem Gefälle und daher zunehmender Wassergeschwindigkeit die Sohle reiner gehalten wird; sie wird glatter. Es wächst hiernach der Wert c bei Bretterkanälen tatsächlich mit wachsendem $\frac{h}{l}$, wie auch die Kuttersche Formel in ihrem Rechnungsergebnis zeigt. Die Ursache liegt aber nicht in der Umkehrung des zwischen c und $\frac{h}{l}$ bestehenden Gesetzes bei Werten $\frac{F}{U} < 1$ m, sondern darin, daß der Reibungswert n bei größerem Gefälle in Kanälen mit befestigter Sohle mit wachsendem Gefälle abnimmt. Für die Benutzung der Formel ist diese Betrachtung nur in Sonderfällen von Bedeutung.

Für den praktischen Gebrauch ist die Formel sehr gut geeignet, vorausgesetzt, daß nicht jene kleinen Werte $\frac{F}{U}$, kleiner als 0,2 m, vorliegen. Die Ableitung einer besseren Formel als diejenige von Kutter würde eine sehr zeitraubende, eingehende Arbeit verursachen. Auch müßten mühevolle und kostspielige Versuche angestellt werden, um einzelne Unklarheiten zu heben. Dies wird sich aber kaum verlohnen, da die Ergebnisse der Formel für den praktischen Gebrauch durchaus genügen.

5. Formel von Siedek.[1]) Die Formel von Bazin lautet:

$$v = \sqrt{\frac{1}{\alpha + \frac{\beta}{r}}} \sqrt{r \cdot J}.$$

Hierin ist J das relative Gefälle und r der hydraulische Radius. Siedek streicht zunächst den Beiwert α und erhält:

$$v = \sqrt{\frac{1}{\beta} \cdot r} \cdot \sqrt{J}.$$

An Stelle von r setzt Siedek $\frac{T}{\sqrt[20]{B}}$. Darin bedeutet T die größte Tiefe des Profiles als Mittelwert mehrerer Profile. Weiter setzt Siedek $\beta = 0{,}001$, während bei Bazin für Wasserläufe in Erde β nur $^1/_3$ jenes Wertes ist. So ergibt sich:

$$v = \frac{T \cdot \sqrt{J}}{\sqrt[20]{B} \sqrt{0{,}001}}.$$

In dieser Formel sind nun aber noch nicht die Variationen, bedingt durch die Rauhigkeit des Flußbettes, enthalten. Auch ist es recht fraglich, ob der Ersatz von r durch $\frac{T}{\sqrt[20]{B}}$ nicht bisweilen verfehlt ist. Diese Mängel der Formel werden hernach durch weitere Beiwerte gehoben. Die Formel ist in Bezug auf ihren Aufbau nicht klar; einen wissenschaftlich-physikalischen Wert besitzt die Formel nicht. S. 18 unter 3, Zeile 6, ist da von der inneren Reibung gesprochen. Diese hat allemal bei gleichförmiger Bewegung den Wert $R = 1000 \cdot \frac{h}{l} \cdot t$ kg; vgl. S. 49. Darin ist t die Tiefe unter der Wasseroberfläche. Trotz ihres unklaren Aufbaues kann die Formel

---

1) Siedek, Studie über eine neue Formel zur Ermittelung der Geschwindigkeit des Wassers. Verlag von W. Braumüller, Wien. Preis 1,80 M.

eine praktische Bedeutung besitzen. Es ist aber zu fragen, ob die Normal- und Korrektionswerte T_n, J_n, α, β und γ etwa aus den durch Messung ermittelten Geschwindigkeitswerten abgeleitet worden sind. In diesem Fall müßten ja kleine Abweichungen von T und J gegenüber T_n und J_n für einen ähnlichen Flußlauf immer genau zutreffende Rechnungsergebnisse liefern; einerlei, ob die Formel einen richtigen Aufbau besitzt oder nicht.

6. Graphische Darstellungen. Verfahren Kutter.[1]) Die gegebene Tafel dient zur Auffindung des Wertes c der Formel $v = c\sqrt{R \cdot J}$, vgl. Abb. 12 hier. Die Darstellung zeigt links zwei sich kreuzende Linienscharen, von welchen die einen, die gebogenen Linien, Gefällwerte $J = \frac{h}{l}$ angeben und die anderen, die geraden Linien, Rauhigkeitswerte n. Durch zwei bestimmte Werte n und J sind also zwei bestimmte Linien jener Scharen gegeben und damit auch deren Kreuzungspunkt 0. Rechts davon sind Horizontalwerte $\sqrt{R}$ aufgetragen. Man verbindet nun 0 mit einem bestimmten Wert $\sqrt{R}$ bei P und erhält so eine Linie OP, welche auf einer vertikalen Achse, derjenigen der c-Werte, den im Sonderfall zu benutzenden Wert c angibt.

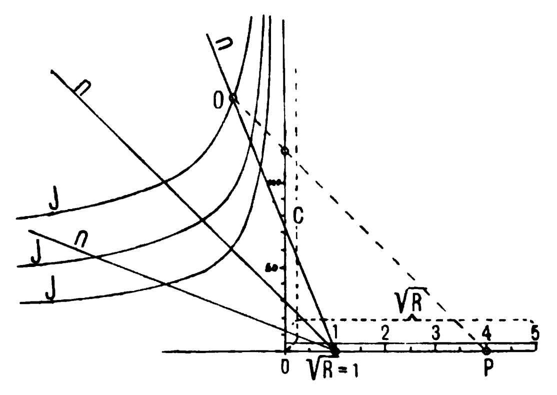


Abb. 12. Bestimmung von c nach Kutter.

Die geraden Linien, diejenigen der n-Werte der linksseitigen Liniengruppe, schneiden sich auf der $\sqrt{R}$-Linie alle in einem Punkt, dem Punkt $\sqrt{R} = 1$. Dadurch ist erreicht, daß für $\frac{F}{U} = R = 1$ m der Wert c ganz unabhängig von der Größe des Gefälles $J = \frac{h}{l}$ wird. Auf S. 54 und 55 ist dargetan, daß diese Eigentümlichkeit der Kutterschen Formel vom physikalischen Standpunkte aus betrachtet, angefochten werden kann. Es läßt sich nicht erkennen, so ist dort ausgeführt, warum bei Werten $\sqrt{R} < 1$ der Sinn der Variation von c

1) Vgl. Rheinhards Ingenieurkalender, neuere Jahrgänge; z. B. von 1904, 1. Beilage, S. 22; ferner Kutter S. 134.

nach $\frac{h}{l}$ ein entgegengesetzter werden soll als bei $\sqrt{R} > 1$. Legt man nämlich ein Lineal an einen Punkt links von dem Punkt $\sqrt{R} = 1$, z. B. bei 0,5, als Festpunkt gewählt, an und fährt mit der Kante an irgend einer der geraden Kategorielinien, n-Linien, entlang, das Lineal also drehend, indem man zu anderen J-Werten übergeht, dann erkennt man, daß c abnimmt, wenn man von $J = \infty$ (J-Linie nächst der c-Achse) zu kleineren Werten J (entferntere J-Linien) gelangt, während in gleichem Fall c zunimmt, wenn man als festen Punkt des Lineals einen Punkt rechts von $\sqrt{R} = 1$, z. B. den Punkt 2,0, der Abszisse wählt.

Tabellen von Frank.[1])

Die graphischen Darstellungen von Frank geben eine umfassende Übersicht über ausgerechnete Werte der vorne benannten Formeln. Die nachstehenden Darlegungen sollen nur eine Einführung in die von Frank verwendete Methode bieten und eine Benutzung des Originalberichtes erleichtern. Um vieles auf einer Tafel vereinigen zu können und um die Multiplikationen durch Additionen und weiter durch Verschiebung von Maßstäben zu erreichen, benutzt Frank nicht die Werte selbst sondern deren Logarithmen. Diese Größen sind aufgetragen und daneben die zugehörenden Werte des Numerus als Bezeichnung beigefügt. Es ist also das Prinzip des logarithmischen Rechenschiebers benutzt. Den Schieber selbst muß man sich erst durch Auftragung des bezüglichen Maßstabes auf einen Papierstreifen herstellen. Die Maßstäbe sind auf der Tafel abgedruckt.

Frank schreibt die Geschwindigkeitsformel:

$$v = k\sqrt{R \cdot \varphi}$$

oder zu Logarithmen übergehend

$$\log v = \log k + \tfrac{1}{2} \log R + \tfrac{1}{2} \log \varphi.$$

Hierin ist

$$R = \frac{F}{U} \text{ und } \varphi = \frac{h}{l}.$$

Die Werte $\log v$ sind auf der Haupttabelle, Blatt XV der Veröffentlichung im Journal von links nach rechts aufgetragen. Gleiche Werte $\log v$ befinden sich also auf einer Vertikallinie, hingegen gleiche

1) Journal für Gasbeleuchtung und Wasserversorgung 1886, S. 258 und 290 mit 16 Tafeln und Tabellen. — Die Ausgabe einer neuen Auflage des Sonderabdruckes ist von Frank für 1906 oder 1907 geplant.

Werte R auf einer horizontalen Linie. Für gleichbleibende Werte $\log k$ und $\log \varphi$ ergibt sich aus vorstehender Gleichung die nun einfache Beziehung:

$$\log v = C + \tfrac{1}{2} \log R.$$

Darin bedeutet C eine Konstante. Es ist dies die Gleichung einer schräge verlaufenden geraden Linie, deren Punkte die Variation von v nach R angeben. Es steigt diese Linie von links unten nach rechts oben an; sie ist für den Fall $k = 50{,}9$ und $\varphi = 1\,\frac{0}{00}$, d. h. $\varphi = \frac{1}{1000}$, auf der Tafel dargestellt und dies desgleichen in Abb. 13, S. 61, welche einen Ausschnitt der Tafel XV in Verkleinerung bietet.

Diesen einfachen Fall, welcher annimmt, daß k unabhängig ist von R und von φ, setzt nur die Formel von Eytelwein voraus. Nur für diese Formel ist $\log v = C + \frac{1}{2} \log R$.

Kategorielinien hat Frank alle ähnlichen schrägen Linien genannt, längs welchen der Reibungsbeiwert n und das Gefälle unveränderlich sind. $K_{0,1}$ 0,0125 bedeutet z. B. die Kategorielinie der Formel von K (Kutter) für $n = 0{,}0125$ und $\varphi = \frac{h}{l} = 0{,}1\,\frac{0}{00} = \frac{1}{1000}$. Diese Kategorielinien besitzen für alle Formeln, mit Ausnahme derjenigen von Eytelwein, eine gebogene Gestalt, da in den übrigen Formeln k mit R sich ändert.

Andere Kategorielinien für gleiche Werte n finden sich durch Variation von φ. Der Horizontalabstand zweier Kategorielinien ermittelt sich für einen gegebenen R-Wert, d. h. für eine bestimmte Horizontale, nach der Gleichung:

$$\log v = D + \tfrac{1}{2} \log \varphi.$$

Hierin ist D eine Konstante, wenn der Wert k, wie bei der Formel von Bazin, unabhängig von φ ist. Dann findet sich der neue Punkt der anderen Kategorielinie $\log v_1$ für φ_1, wenn man an den Ausgangspunkt der alten Kategorielinie den φ-Maßstab, als Maßstab 1 bezeichnet, mit seinem Punkte φ anlegt und auf dem Maßstab bis zu dessen Punkt φ_1 fortschreitet. Der so gefundene Punkt ist ein Punkt der anderen Kategorielinie für denselben Reibungsbeiwert n aber für ein anderes Gefälle φ_1. Man hat dadurch zu $\log v = D + \frac{1}{2} \log \varphi$ den Betrag $\frac{1}{2} \log \varphi_1 - \frac{1}{2} \log \varphi$ addiert und somit $\log v_1 = D + \frac{1}{2} \log \varphi_1$ gebildet. Wegen des Bruches $\frac{1}{2}$ ist von vornherein die Maßstabeinheit des φ-Maßstabes nur halb derjenigen des v-Maßstabes gewählt; nämlich erstere zu 10, letztere zu 20 cm.

Variiert k nun außer nach R auch noch nach φ, dann läßt sich allerdings eine neue Kategorielinie nicht in so einfacher Weise für

einen anderen φ-Wert bilden. Dieser Fall dürfte zwecks Vereinfachung der Tabellen fortzulassen sein; er ist im Originalbericht aber mit behandelt.

Der Formkoeffizient f. Nicht nur die Beziehung zwischen der Geschwindigkeit v zu den Werten k, R und φ gelangt da zum Ausdruck. Es ist zugleich auch die fließende Wassermenge, M genannt, berücksichtigt oder vielmehr eine Funktion derselben, nämlich Mf. Hierin ist:

$$f = \frac{4\,R^2}{F} \text{ (f Formkoeffizient)}$$

$$Mf = M \frac{4\,R^2}{F} \text{ (F = Stromquerschnitt.)}$$

Nun ist

$$M = v \cdot F$$

$$Mf = v \cdot F \cdot \frac{4 \cdot R^2}{F}$$

mithin:

$$Mf = v \cdot 4\,R^2$$

$$\log Mf = \log v + \log 4 + 2 \log R.$$

Somit ist durch die Hinzufügung des Formkoeffizienten f eine einfache Beziehung zwischen Mf, v und R gewonnen. Die Verbindungslinien gleicher Werte Mf, d. h. die Mf-Linien verlaufen schräge von links nach rechts fallend.

Beispiel der Verwendung.

Der Gebrauch des Originalblattes XV der Frankschen Tabellen, von welchem Abb. 13 einen verkleinerten Ausschnitt bietet, gestaltet sich recht einfach.

Aufgabe 1. Es sei nach Kutter die Geschwindigkeit v und die Wassermenge M zu bestimmen für das Gefälle 0,1 $\frac{0}{00}$, den Reibungsbeiwert 0,0125 und für den hydraulischen Radius 0,65 m eines Stromprofiles, dessen Querschnittsfläche $F = 3{,}75$ qm gegeben ist.

Auf Abb. 13, d. h. im Original auf Tafel XV, findet man als Schnittpunkt der Kategorielinie $K_{0,1}$ 0,0125 mit der Horizontalen $R = 0{,}65$ den Ort P. Durch diesen geht die vertikale Linie $v = 0{,}6$ m. Die Geschwindigkeit fließender Bewegung ist damit gefunden; sie beträgt $v = 0{,}6$ m. Die Wassermenge ermittelt sich nun zu:

$$M = F \cdot v = 3{,}75 \cdot 0{,}6 = 2{,}2 \text{ cbm.}$$

Dasselbe Ergebnis würde man unter Benutzung des Formkoeffizienten f und des Wertes Mf wie folgt gewinnen. Zur Erläuterung einer Verwendung der Mf-Linien sei dies hier gezeigt:

Aus der Tabelle entnommen findet man $Mf = 1{,}0$ cbm; vgl. die Mf-Linie, welche durch P geht. Es ist nach der Voraussetzung

$$f = \frac{4\,R^2}{F} = \frac{4 \cdot 0{,}65^2}{3{,}75} = 0{,}45.$$

Mithin wird $M = \frac{Mf}{f} = \frac{1{,}0}{0{,}45} = 2{,}2$ cbm, wie das auch vorn ermittelt ist. Die Benutzung der Mf-Linien ist zumal für Profile von bestimmter geometrischer Form von Bedeutung, wie das nachstehend erörtert wird.

Aufgabe 2. Dasselbe für das Gefälle $\varphi = 1{,}0\,^0/_{00}$. Man legt den φ-Maßstab, genannt Maßstab 1, mit $0{,}1\,^0/_{00}$ an den zuvor bezeichneten Punkt P der Kategorielinie $K_{0,1}$ 0,0125 und findet in horizontalem Abstande den Punkt 0 am Teilstrich $1{,}0\,^0/_{00}$ des Maßstabes. Durch 0 geht die vertikale Linie $v = 1{,}93$ m, welche für diesen Fall die Geschwindigkeit anzeigt, ferner geht durch O die Linie $Mf = 3{,}3$ cbm. Es wird also $M \frac{3{,}3}{f} = \frac{3{,}3}{0{,}45} = 7{,}3$ cbm.

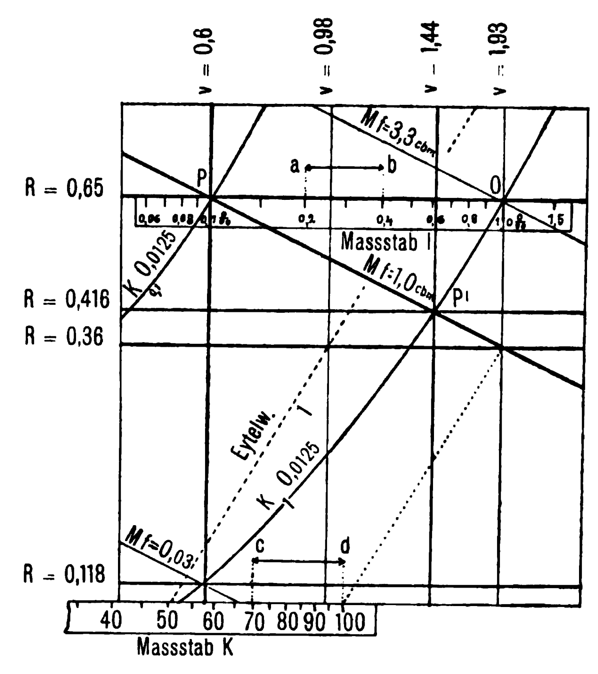


Abb. 13. Verkleinerter Ausschnitt aus der Tafel XV von Frank.

Hierdurch ist gezeigt, wie die eine Kategorielinie aus einer anderen mit abweichendem φ-Wert entsteht. Für die auf der Tafel dargestellten Kategorielinien bedarf es der soeben beschriebenen Benutzung des φ-Maßstabes, genannt Maßstab 1, nicht, sondern nur für Punkte von Zwischenlagen, für welche in der Tafel sich keine Kategorielinie gezeichnet findet. Z. B. ergibt sich für ein Gefälle $\varphi = 0{,}62\,^0/_{00}$ im gegebenen Fall, bei 0,62 am Maßstabe 1 abzulesen, $v = 1{,}44$.

Aufgabe 3. Es ist der hydraulische Radius R aufzusuchen, für welchen sich nach Kutter $v = 0,6$ m ergibt, wenn der Rauhigkeitsbeiwert 0,0125 beträgt und das Gefälle 1 ‰ mißt.

Man ermittelt den Schnittpunkt der bezüglichen K-Linie K_1 0,0125 mit der Vertikalen $v = 0,6$ und zieht durch diesen eine Horizontale. Unter Benutzung der an den Horizontallinien beigeschriebenen R-Werte und eventuell unter Verwendung des Maßstabes für die R-Werte findet man $R = 0,118$. Vgl. Abb. 13 links unten.

Aufgabe 4. Es sei dieselbe Wassermenge gefordert wie bei Aufgabe 1, aber für das Gefälle 1‰ und Voraussetzung derselben Profilart, daher auch desselben Wertes vom Formkoeffizienten f.

Man sucht den Schnittpunkt P^1 der Kategorielinie K_1 0,0125 mit $Mf = 1,0$ cbm auf und findet so die durch diesen Punkt gehende Horizontale $R = 0,416$ m, aus welchem Wert die benötigte Profilgröße sich ableitet.

Aufgabe 5. Es ist der k-Wert der Formel $v = k \sqrt{\frac{F}{U} \cdot \frac{h}{l}}$ zu bestimmen, für welchen $R = \frac{F}{U} = 0,36$ m den Betrag $Mf = 1,0$ liefert.

Man suche den Schnittpunkt dieser Mf- und R-Linien auf und ziehe durch diesen eine Parallele zur Eytelwein-Linie (in Abb. 13 punktiert gezeichnet). Jene Parallele trifft den k-Maßstab bei der Zahl 100. Dies ist der gesuchte k-Wert: $k = 100$.

Zu Tafel XV sei noch bemerkt: Die Linien gleicher k-Werte verlaufen einander parallel; sie sind von der Art der Formel unabhängig. Ihre Richtung ist durch die Eytelwein-Kategorielinie gegeben, da diese zugleich eine Linie von konstantem k-Wert ist. Eine beliebige k-Linie, z. B. für $k = 100$, ist durch eine Parallele zur Eytelwein-Linie gegeben, wofern diese Parallele durch den Teilpunkt 100 des k-Maßstabes links unten am Rande der Tafel geht. Der Begriff der k-Linien und der Kategorielinien deckt sich nur für die Formel von Eytelwein.

Bei Auftragung des Originalblattes, Tafel XV, sind folgende Maßstabeinheiten für log 10 = 1 benutzt:

für	v	 20	cm	horizontal	aufgetragen
„	k	 20	„	„	„
„	φ	 10	„	„	„
„	R	 20	„	vertikal	„
„	Mf	 10	„	„	„

Im Original liegen also zwei Werte v und $v^1 = 10\,v$ um $\log v^1 - \log v = \log \frac{10\,v}{v}$ Einheiten $= \log 10$ Einheiten; das heißt, da

$\log 10 = 1$ ist, um eine Einheit (20 cm) auseinander. So mißt Strecke $c\,d$ am k-Maßstab Abb. 13 dort $c\,d = \log \frac{100}{70} = 0{,}155$ Einheiten des k-Maßstabes, also $0{,}155 \cdot 20 = 3{,}1$ cm und die Strecke $a\,b$ am φ-Maßstab $\log 0{,}4 - \log 0{,}2 = \log \frac{0{,}4}{0{,}2} = \log 2 = 0{,}30103$ Einheiten des φ-Maßstabes $= 0{,}30103 \cdot 10 = 3{,}01$ cm, d. h. im Original, (Abb. 13 gibt eine Verkleinerung).

Die Bezeichnung der einzelnen Kategorielinien verschiedener Formeln ist am Rande der Tafel im Original erläutert, desgl. die Bedeutung der n-Werte.

Den **Maßkoeffizienten** m führt Frank ferner ein, um eine Berechnung des hydraulischen Radius R für geometrisch bestimmte Profile insbesondere auch für Rohre mit teilweiser Füllung zu erleichtern. Er setzt z. B.

$$R = m \cdot \frac{r}{2}.$$

Darin ist r der Radius des runden Rohres, vgl. Tabelle III, S. 268 des Journales. Bei dem Eiprofil ist r der Krümmungsradius des stumpfen Endes. Tabelle III behandelt das Segmentprofil; da ist Spalte 6, S. 268 des Journales, z. B. für $\frac{3}{12}$ Füllung des runden Rohres zu entnehmen $m = 0{,}586$. Es wird für $r = 0{,}4$ also in diesem Fall $R = 0{,}586 \cdot \frac{0{,}4}{2} = 0{,}117$ m, welcher Wert nun in Tafel XV zu benutzen ist.

Die Tabellen und Tafeln III bis XIV bieten ferner ausgerechnete Werte von $R = \frac{F}{U}$ und $f = \frac{4 \cdot R^2}{F}$ für Profile von geometrisch **bestimmter Form**.

Frühling[1]) benutzt zur Ermittelung der Wasserbewegung städtischer Kanalleitungen im Handb. d. Ingw. **die abgekürzte** Kuttersche Formel:

$$v = \frac{a \cdot \sqrt{R}}{b + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{R \cdot J}.$$

Hierin ist $a = 100$ und b bei gewöhnlichem Ziegelmauerwerk 0,35—0,45.

Am Schluß des vierten Bandes gibt Frühling Tabellen ausgerechneter Werte v und Q in Abhängigkeit von der Größe des Profiles und von der Füllhöhe in Teilwerten vom Durchmesser. Das Gefälle ist dabei 1 : 100 angenommen. Die Rohrdurchmesser gehen in Tabelle I von 10 — 100 cm; die Eiprofile von der Größe $\frac{30}{20}$

1) Handb. d. Ingw. III. Teil, vierter Bd., S. 69, 75, 76.

bis $\frac{210}{140}$. Bei anderen Gefällen als 1:100 hat man jene Werte v und Q mit der Wurzel aus dem Verhältnis der Gefälle zu multiplizieren, z. B. bei dem Gefälle J mit

$$\sqrt{\frac{J}{\frac{1}{100}}} = \sqrt{100\,J}.$$

Ferner zeigt dort Abb. 57 auf S. 76 die Werte v und Q für Eiprofile von 0,3—2,4 m Höhe für das Gefälle 1:100 und zwar nur für volle Füllung. Es sind da zwei Beziehungen so zu einer Abbildung vereinigt, daß die Werte Q unten auf der Horizontalen und die zugehörenden Profilhöhen rechts auf der Vertikalen gezeichnet sind. In der Darstellung links oben sind die v-Werte auf der Vertikalen und die zugehörenden Profilhöhen auf der oberen Horizontalen angegeben.

Endlich ist da S. 75 in Abb. 56 die Abhängigkeit der Q- und v-Werte für verschiedene Füllungsgrade von 0,1 bis 1,0 H des Eiprofiles angegeben, welche Verhältnisse sich bei jedem Gefälle und jedem Eiprofil wiederholen. H bedeutet da die Höhe des Profiles. Die Wassermenge, welche bei ganzer Füllung des Profiles dieses durchfließt, ist dort mit 1,0 bezeichnet. Bei dem Füllungsgrad $\frac{85}{100}$ wird aber ein noch größerer Wert erreicht, welcher 1,1 etwas übersteigt. Hat man für ein beliebiges Profil der Darstellung S. 76 die Wassermenge bei ganzer Füllung des Profiles gefunden, z. B. 9,5 cbm für ein Profil von 2,1 m Höhe, dann weist dies Eiprofil bei $\frac{3}{10}$ Füllung nach der Darstellung S. 75 etwa 0,15 der Wassermenge Q ganzer Füllung also $Q' = 0{,}15 \cdot 9{,}5 = 1{,}4$ cbm auf. Ebenso ist die Geschwindigkeit bei ganzer Füllung in derselben Abbildung als Wert 1 dargestellt. Bei teilweiser Füllung sind auch hier die Teilwerte von v als Teilwerte von 1 auf derselben horizontalen Teilung unten rechts angegeben, welche für die Ablesung der Teilwerte von Q benutzt wird.

Es sei noch darauf verwiesen, daß auch hier der Beiwert c für $R = 0$ auf Null herabsinkt, wie bei der Formel von Bazin und der vollständigen Formel von Kutter. Es ist vorne hervorgehoben, daß darin eine Übertreibung zu sehen ist. In Wirklichkeit wird der Wert c für kleine Werte R nicht ganz so gering ausfallen.

D. Abflußverhältnisse.

Literatur.

Handb. d. Bauk. III, Teil 2: Der Wasserbau von Franzius, Flußbau S. 159.
Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, Abt. I. 1. Hälfte. Binnengewässer S. 95.
Cramer, Die größten Abflußmengen in Flüssen, Bächen und städtischen Entwässerungskanälen. Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 265—268.

Büsing, Über die Bestimmung der von städtischen Kanälen aufzunehmenden Wassermengen. Verlag F. Leineweber, Leipzig. Preis 1 M.

Frühling, Städtereinigung S. 200—224, Heft I vom Bd. III des städtischen Tiefbaues. Preis 16 M.

Herbst, Ermittelung einer Beziehung zwischen der Niederschlagsmenge in einem Flußgebiete und der größten Abflußmenge in demselben. Dissertation zum Dr. ing. Jahrbuch d. Kgl. Bayer. Hydrotechnischen Bureaus, VI. Jahrg.

1. Einleitung.

Von den Niederschlägen gelangt nur ein Teil in die Wasserläufe und durch diese zum offenen Abfluß. Ein Teil des Wassers versickert, sammelt sich als Grundwasser unter der Geländeoberfläche und bewegt sich bei vorhandenem Gefälle des Grundwasserspiegels sehr langsam vorwärts. In trockener Zeit erleidet diese Wassermenge durch Verdampfung noch weiteren Verlust. Ein Teil der Niederschlagsmenge bewirkt nur eine Befeuchtung des Bodens. Die meisten Pflanzen, z. B. die Getreidearten, entnehmen das für sie erforderliche Wasser nicht aus dem Grundwasser, sondern aus dem nur feuchten Boden. Ihr Gedeihen ist vielfach von dem Umstande unabhängig, ob das Grundwasser 2 m unter Geländeoberfläche oder weit tiefer, z. B. in 20 m Tiefe, beginnt. Schwerer Boden hält in Form von Feuchtigkeit hinreichend viel Wasser zurück, um das Getreide zu ernähren. Anders ist es bei Sandboden. Manche Pflanzen, wie z. B. die Schilfarten, wurzeln aber gerade im Grundwasser, wieder andere, wie das Gras der Wiesen, in der geringen Höhe von 0,5 bis 1,0 m über demselben. Ein großer Teil dieses die Bodenfeuchtigkeit bildenden Wassers wird der Atmosphäre durch Verdunstung wieder zurückgegeben, wobei die Pflanzen mithelfen, indem sie die aufgesogene Feuchtigkeit an die Luft abgeben. Die jährliche Verdunstung ist bedeutend; die Verdunstungshöhe beträgt bei einem Gefäß, welches beständig mit Wasser gefüllt gehalten und vor Regenfall geschützt ist, etwa 1200 mm.

Nach trockener Zeit gelangt von einem leichten Niederschlage nichts in die Wasserläufe. Auch das Grundwasser wird davon nicht gespeist, denn unter der etwas angefeuchteten Oberfläche bleibt der Boden dann noch trocken. Auf felsigem und abschüssigem Gelände oder gefrorenem Boden kann aber bis zu $^9/_{10}$ des Niederschlages den Flüssen zugeführt werden, sobald erst einmal die Oberfläche benetzt oder durchnäßt und wenn die Luft bei dem Regenfall sehr feucht geworden ist, so daß auch die Verdunstung gering bleibt.

2. Wassermengen.

Eine sehr eingehende Untersuchung über das Verhältnis der Abflußmenge bei Hochwasser (forte crue, heavy freshet) zum Jahresniederschlag, zum Gefälle, zur Größe des Zuzugsgebietes, zur Bodenbeschaffenheit und zur Staufläche des Überschwemmungsgebietes bietet Cramer.[1]) Derselbe findet:

$$M = \frac{F \cdot h \cdot \mu \cdot k \sqrt[3]{\sin \alpha}}{9 + \sqrt[3]{F \cdot h \cdot \mu}} \text{ cbm.}^{2)}$$

Hierin bedeutet M die sekundliche Hochwassermenge eines Gewässers, dessen Zuzugsgebiet F, ausgedrückt in qkm, mißt. Ferner ist $\sin \alpha$ das mittlere relative Gefälle $\frac{h}{l}$ des ganzen Zuzugsgebietes, h die Summe der Jahresniederschläge, ausgedrückt in Metern. Es mag zunächst befremden, daß das Hochwasser, welches doch nur von einer einzigen Niederschlagsperiode herrührt, aus der Jahresmenge ermittelt wird. Es ist aber zu beachten, daß an Orten, an denen jede einzelne Regenperiode viel Regen bringt, auch die Jahresniederschläge hoch sind. Eine genaue Proportionalität ist aber nicht vorhanden; so beträgt die maximale sekundliche Niederschlagshöhe in Zürich und Braunschweig 0,035 mm, obwohl die mittlere Jahresniederschlagshöhe dort 1,3 m und in Braunschweig nur 0,605 m mißt. Der Beiwert k ist von der Bodenbeschaffenheit abhängig. Bei natürlich rauher Oberfläche, z. B. für Flüsse der Tiefebene und des Mittelgebirges, ist $k = 80$. Bei nacktem Felsboden, für Dächer und asphaltierte Straßen steigt k bis auf 300 an. Ferner ist noch ein Wert μ benutzt. Dieser drückt aus, daß alles Wasser, welches zur Erhöhung des Wasserstandes im Fluß beiträgt und ferner das Wasser, welches seitwärts vom Hauptlauf die Vorländer bedeckt, zunächst zurückgehalten ist und nicht gleich, sondern erst später zum Abfluß gelangt. Diese Wassermenge, welche zurzeit den Ablauf vermindert,

---

1) Cramer, Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 265.

2) Büsing benutzt in seiner Schrift: „Über die Bestimmung der von städtischen Kanälen aufzunehmenden Wassermengen“, S. 7, im Nenner die vierte Wurzel aus F, weil die Zeit, während welcher der Ablauf statthat, annähernd nach $\sqrt[4]{F}$ wächst, so daß die sekundliche Abführung nach $\frac{1}{\sqrt[4]{F}}$ abnimmt. Büsing berücksichtigt S. 10 seiner Schrift den Einfluß des Gefälles $\sin \alpha$ dadurch, daß er in flachem Gelände die vierte, bei mittlerem Gefälle die fünfte und bei starkem Gefälle die sechste Wurzel von F im Nenner verwendet.

ist der Fläche f des Überschwemmungsgebietes proportional gesetzt. Für $f = 0$ erreicht der verbleibende, den Abfluß darstellende Restwert sein Maximum $\mu = 1$. Der das Hochwasser bei $f > 0$ abschwächende Einfluß von f gelangt durch den Beiwert $\mu < 1$ zum Ausdruck. Es ist gesetzt:

$$\mu = 1 - \sin\left(\text{arc tang } 18 \frac{f}{F \cdot h}\right),$$

wenn das Überschwemmungsgebiet f angenähert gleichmäßig über die Länge des Laufes verteilt ist, oder

$$\mu = 1 - \sin\left(\text{arc tang } 36 \frac{f}{F \cdot h}\right);$$

wenn das die Zurückhaltung des Wassers veranlassende Überschwemmungs- oder Seegebiet f sich am unteren Endpunkte des Flußgebietes befindet. Die bezeichnete trigonometrische Funktion besagt, daß der Sinus zu nehmen ist von dem Winkel (oder Bogen), dessen Tangente gleich $36 \frac{f}{F \cdot h}$ ist. Man hat also den Winkel aufzuschlagen, dessen Tangente gleich dem in der Formel bezeichneten Bruch ist und von diesem Winkel den Sinuswert zu benutzen.

a) *Maximale Abflußmengen q für je 1 qkm Zuzugsgebiet bei höchstem Hochwasser.*

α) Bei städtischen Entwässerungskanälen.

Gefälle 1 : 1000, Jahresniederschlagsmenge $h = 0{,}6$ m und $k = 300$ angenommen, ergibt nach Cramer (siehe S. 75) bei einem Zuzugsgebiet von

$F =$ 1 ha für je 1 qkm $q = 6$ cbm/Sek.
„ = 1 qkm „ „ 1 „ „ = 3,0 „
„ = 10 „ „ „ 1 „ „ = 2,0 „

NB. Die Zahl 3,0 cbm/Sek. für 1 qkm entspricht einer Abflußmenge von 30 Sekundenliter für 1 ha. Neuerdings rechnet man aber für die Innenstadt bisweilen mit 70 Liter für 1 ha. Die Verminderung der Wasserführung durch eine Verzögerung der aus ferneren Teilen des Zuzugsgebietes verspätet ankommenden Wassermengen tritt bei geschlossenen Röhren nämlich nicht so stark hervor, wie bei offenen Wasserläufen, da bei Rohrleitungen der Hohl- oder Füllraum ein nur ganz begrenzter ist (Formel S. 66 hier ungültig).

β) Wasserläufe im freien Gelände nach Cramer.

1. Wildbäche $h = 1{,}0$ m, $F = 1$ qkm.

Für fast kahle Felswände	$k = 180$,	Gefälle $< 1: 3^1/_3$	wird $q = 12{,}0$ cbm/Sek.
„ teilweise bewaldete Felshänge	„ $= 80$,	„ $< 1: 1^1/_2$	„ „ $= 7{,}0$ „
desgl.	„ $= 80$,	„ $\leq 1:10$	„ „ $= 3{,}7$ „

Für ganz bewaldete Hänge werden sich voraussichtlich kleinere Werte k und q ergeben.

2. Bäche im Gefälle 1 : 100, Zuzugsgebiet $F = 10$ qkm . . . . $q = 0{,}7$ cbm/Sek.

Nach dem Handbuch der Baukunde[1]):

3. Flüsse im hügeligen Gelände bei $F = 400$ qkm Zuzugsgebiet . . . . . . „ $= 0{,}18$ „
4. Flüsse im Flachlande, Gefälle 1:6000 „ 0,09 „
5. „ in flacher und zugleich sandiger oder mooriger Gegend . . . „ $= 0{,}05$ „

b) *Minimale Abflußmengen q für je 1 qkm Zuzugsgebiet.*

Kleinwassermengen.

Kleine Rinnsale enthalten zu trockener Zeit überhaupt kein Wasser:

Flüsse im Gebirge etwa	q	0,0020 cbm/Sek.
„ im niedrigen Hügellande	„	0,0018 „
„ im Flachlande	„	0,0016 „
„ in flacher, sandiger oder mooriger Gegend	„	0,0013 „

c) *Mittlere Abflußmenge.*

P. Schreiber[2]) hat neuerdings eine Formel aufgestellt, welche ausdrückt, wieviel vom Niederschlag die Flüsse Mitteleuropas im Mittel der Jahre abführen. Der Abfluß ist als Abflußhöhe y in die Rechnung eingeführt. Die mittlere Jahresniederschlagshöhe ist mit x bezeichnet. Die Formel lautet:

$$y = x \cdot 10^{-\frac{a}{x}}.$$

Bei kleinen Jahresniederschlagshöhen von $x = 400$ mm gelangen nach dieser Formel nur 13 %, bei großen Werten, $x = 2000$, etwa

1) Handb. d. Bauk., Bd. III. Teil 2. Wasserbau, Tabelle S. 159.
2) Schreiber, Meteorolog. Zeitschr. 1904, S. 442.

67 % von x zum Abfluß; vgl. die Tabelle S. 448 daselbst. Der Beiwert a variiert nach Boden und Gefällverhältnissen.

3. Das Verhältnis der Kleinwasser- zur Hochwassermenge 1 : n stellt sich wie folgt:

	1 : n
Bei kleinen Rinnsalen	1 : ∞
In gebirgiger Gegend	1 : 150
„ hügeliger „	1 : 75
„ flacher „	1 : 50
„ „ sandiger, mooriger Gegend	1 : 35

Zwischen dem Wert 1 : ∞ und 1 : 50 ist ein weiter Spielraum. Tatsächlich ist der Wert n bei manchen kleineren Flüssen noch größer als 150. Für die Oker bei Braunschweig ist das Verhältnis etwa 1 : 300, für die Allier in Frankreich 1 : 375.

Nicht einbegriffen in diese Angaben über die Größe des Kleinstwassers sind Bäche wie Flüsse, welche gespeist werden durch starke Quellen oder durch den Ablauf des Wassers starker Schmelze vom Schnee der Hochgebirge oder vom Eis der Gletscher. Die vom Hochgebirge kommenden Flüsse zeigen zur warmen Jahreszeit hohe Wasserstände. Der Oberrhein[1]) führt z. B. im Juni Hochwasser.

Zusammenstellungen über Niedrigwasser-, Mittel- und Hochwassermengen verschiedener Flüsse und Ströme siehe Handb. d. Ingw.[2]) und über Hochwassermengen deutscher Flüsse Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 267.

Nach diesen Angaben sind die Hochwassermengen der französischen Flüsse bedeutender als diejenigen der deutschen. Diese nachteilige Eigenschaft der Ströme Frankreichs ist durch ihr stärkeres Gefälle bedingt, welches einer Ausnutzung derselben als Wasserstraße sehr hinderlich ist. So zeigt die Loire bis 12000, die Rhone bis 14000, die Elbe bei Magdeburg nur 5600 und der Rhein unterhalb Coblenz 10000 cbm/Sek. Hochwassermenge. Dagegen ist die Niedrigwassermenge der Flüsse Frankreichs etwas kleiner, mit Ausnahme der Rhone, welche durch die Schneeschmelze und den Abfluß der Gletscher der Alpen gespeist wird.

Der Nil, welcher durch große Seen fließt, zeigt die auffallend bedeutende Kleinwassermenge von 460 cbm/Sek. gegenüber nur 11000 cbm Hochwasser-Abfluß, also ein Verhältnis 1 : 23.

1) Vgl. die Jahresberichte des Zentralb. f. Meteorologie u. Hydrogr. im Großh. Baden. Wasserstandskurven Bl. 9—11.

2) Handb. d. Ingw. 3. Aufl., III, 1. Abt., 1. Hälfte, S. 95. (Für die Elbe bei Torgau etwa 3800 cbm.)

Der Mississippi führt bei Kleinwasser 3600 cbm und bei Hochwasser 40 000 cbm/Sek. Das Verhältnis ist nur 1:11. Das Quellgebiet der Nebenflüsse des Mississippi liegt im Hochgebirge mit Erhebungen über 3000 und 4000 m. Hierdurch, wie aus der Größe des Zuflußgebietes und der Länge des Laufes, erklärt sich die verhältnismäßig große Wassermenge dieses Stromes zur Zeit kleinster Wasserführung.

4. Die Zeit des Hochwassers

richtet sich nach der Höhenlage des Zuflußgebietes. Hochwasser treten einmal nach starker Schneeschmelze ein, wenn außerdem große Regenmengen hinzutreten. Für die Flüsse der norddeutschen Tiefebene können derartige Verhältnisse sich im Winter einstellen, insbesondere Ende März. Einer der höchsten Wasserstände des Rheines bei Cöln fiel auf die Zeit um Weihnachten.

Im oberen Lauf der Flüsse sind die Winterwasserstände um so niedriger, je höher das Zuflußgebiet liegt. Dort verschiebt sich das Hochwasser nach der wärmeren Jahreszeit. So zeigt der Oberrhein bei Baden im Mittel einen Hochwasserstand im Juni und Juli, zur Zeit und nach der Schneeschmelze im Hochgebirge. Einen anderen Hochwasserstand, welcher ersteren noch übertreffen kann, zeigt der Oberrhein gelegentlich im Herbst, wenn im Mittelgebirge schon Schnee lag und dieser bei starkem Tauwetter und warmem Regen plötzlich schmilzt.

Die Depressionen, welche jene Hochwasser der Tiefebene und die Herbsthochwasser des Oberrheines im Gefolge haben, erscheinen bei Großbritannien. Es sinkt dann dort das Barometer nach längerem Hochstand bedeutend.

Ein anderes Hochwasser, welches von der Schneeschmelze unabhängig ist und nur durch außerordentlich starke und anhaltende Niederschläge bedingt ist, trifft die aus dem Mittelgebirge kommenden Flüsse und den oberen Lauf der Ströme bisweilen im Sommer. Dabei lagern Depressionen, die oft recht unscheinbar sind, einige Tage über dem Kontinent. Nicht selten ziehen derartige Depressionen von Frankreich oder Italien nach Deutschland.

5. Die Zeit des Kleinwassers

ist auch eine doppelte. Einmal entstehen die niedrigsten Wasserstände gegen das Ende einer langen Periode starken Frostes. Die Niederschläge fallen dann als Schnee, und Sonnenbestrahlung wie Bodenwärme reichen bei großer Kälte nicht zum Schmelzen des Schnees aus. Der

Oberflächenzulauf hört auf. Zuletzt nehmen auch die Quellen an Wasserführung ab. So zeigt z. B. der Oberrhein im Monatsmittel vieler Jahre seinen niedrigsten Stand im Januar. Im Hochgebirge und im Mittelgebirge ist es dann allemal so kalt, daß der Zulauf sich zeitweise sehr verringert. Im Mittelgebirge kann aber ein eintretendes Tauwetter auch im Januar gelegentlich eine Unterbrechung des niedrigen Wasserstandes bedingen. Für die Flüsse der Tiefebene reicht die Kälte nur in vereinzelten Wintern aus, um niedrige Wasserstände im Januar oder Februar zu erzeugen, so daß der Winterwasserstand dieser Flüsse im Mittel nicht niedrig, sondern durch die Wiederholung mehrfacher Schneeschmelzen hoch ist. Vgl. das Handbuch der Ingw.[1])

Der zweite Zeitpunkt für das Auftreten niedriger Wasserstände fällt auf die Mitte und das Ende des Sommers, wenn sich bisweilen Zeiten der Dürre einstellen. Wochen hindurch fällt in einzelnen Jahren dann kein Regen, der Zulauf hört auf. Die Verdunstung ist zugleich am größten und die Bäche wie Flüsse trocknen aus. Der Sommer des Jahres 1894 gestaltete sich in dieser Hinsicht sehr nachteilig. Die Schiffahrt war auf den Flüssen teilweise ganz unterbrochen. Bisweilen verschiebt sich diese Trockenperiode bis in den Herbst hinein. Das ist insbesondere bei dem Unterrhein der Fall, weil sich im Herbst der Ablauf aus dem Hochgebirge stark vermindert.

Diesen Verhältnissen direkt entgegen zeigt der Nil bei Kairo[2]) September und Oktober seinen höchsten Stand, weil in seinem Quellgebiet starke Sommerregen niedergehen, deren Wassermengen infolge der Länge des Flußlaufes erst im Herbst das Mündungsgebiet erreichen.

E. Wirkung strömenden Wassers.

1. Die Stoß- oder Schleppkraft[3]) des fließenden Wassers und über Hochwasserschäden.

Das Wasser, welches in einem Flußbett zu Tal gleitet, bildet ein System materieller Punkte, das durch die äußeren Kräfte der Schwere, der Auflagerreaktion, d. h. des Gegendruckes des Bodens, und durch die der Strömung entgegenwirkenden Widerstände am benetzten

1) Handb. d. Ingw., 3. Aufl., 1. Abt., 1. Hälfte, S. 86, Graphische Darstellung der Wasserstände des Unterrheines nahe der holländischen Grenze.

2) Daselbst S. 89.

3) Engels empfiehlt zu der Bezeichnung Stoßkraft anstatt Schleppkraft zurückzukehren; vgl. Zeitschr. d. östr. Ing.- u. Arch.-V. 1905, Nr. 11.

Umfang beeinflußt ist. In dem besonderen Fall, daß sich diese Kräfte gegenseitig aufheben, fließt das Wasser mit gleichförmiger Sohlengeschwindigkeit und im allgemeinen auch mit gleichförmig mittlerer Geschwindigkeit. In diesem System kommen auch innere Kräfte vor, welche bei Betrachtung der äußeren Kräfte und deren Beziehungen zueinander ganz belanglos sind, was in manchen Veröffentlichungen unbeachtet blieb. Ebenso ist die Kraft des Wassers, mit welcher dieses die Sohle in Richtung flußabwärts zu verschieben sucht, unabhängig von der geleisteten Arbeit. Selbst dann, wenn kein Wasser, sondern festes Eis den Flußquerschnitt, bis auf die Sohle hinabreichend, erfüllt, so daß keine Bewegung vorhanden ist und keine Arbeit geleitet wird, bleibt die abwärts schiebende Kraft doch immer die nämliche, ihr Einfluß ist dann ein anderer; sie ist aber allemal gleich der Komponente des Gewichtes G der Masse, welche sich bei dem Gefälle $\frac{h}{l}$ nach dem Gesetz der schiefen Ebene, vgl. S. 43 und 46 hier, zu:

$$K = \frac{h}{l} \cdot G$$

berechnet. Für eine Tiefe t der Stromrinne macht das auf 1 qm Grundfläche K

$$K = 1000 \cdot \frac{h}{l}\, t \text{ kg/qm}.$$

Hierin bedeutet K die Kraft, mit welcher die Wassersäule von 1 qm Grundriß stromabwärts strebt. Im Zustande gleichförmiger Bewegung überträgt das Wasser diese Kraft auf die Rauhigkeitsvorsprünge der Sohle, so daß in diesem Sonderfall auch die Stoßkraft jenen Wert besitzt. Da wir den Stoßwiderstand als Reibung des Wassers an der Sohle bezeichnen, können wir auch schreiben:

$$R = 1000\, \frac{h}{l} \cdot t \text{ kg/qm}.$$

Das Wasser übt im Zustande gleichförmiger Bewegung auf jeden Quadratmeter Grundfläche also eine parallel zur Strömung gerichtete Stoßkraft von jenem Betrage K aus und erleidet an der Sohle als Reaktion einen Stoß- oder Reibungswiderstand R von gleichem Betrage.

Obwohl die Voraussetzung einer Gleichförmigkeit fließender Bewegung nur sehr selten angenähert zutrifft, dient diese im Mittel zutreffende Beziehung $R = K = 1000 \cdot \frac{h}{l}\, t$ kg/qm aber doch dazu, um wertvolle Vergleiche über die Größe der schiebenden und nagenden

Kraft des fließenden Wassers anzustellen. Zwar mag diese Kraft örtlich dort, wo sich erhöhter Widerstand bietet, zehn- oder hundertfach gesteigerte Werte aufweisen und an anderen Orten auf den Wert Null herabsinken; indessen wird zwischen den Meistwerten der Stoßkraft des Wassers und ihren Mittelwerten, welche allein nur durch Rechnung bestimmt werden können, unter ähnlichen Verhältnissen immerhin eine Proportionalität bestehen, so daß die Kenntnis jener Mittelwerte doch von Bedeutung ist.

Werte der Stoßkraft R:

Wilde Gewässer im Hoch- und Mittelgebirge	$R = 250$ kg/qm	bei $t = 1$ m	u. $\frac{h}{l} = \frac{1}{4}$
	„ $= 100$ „	„ „ $= 3$ „	„ „ $= \frac{1}{30}$
	„ $= 70$ „	„ „ $= 1{,}75$	„ „ $= \frac{1}{25}$
Rhein bei Basel . . .	„ $= 7$ „	„ „ $= 7{,}1$	„ „ $= \frac{1}{1015}$
„ an der Murgmündung	„ $= 3{,}5$ „	„ „ $= 8{,}0$	„ „ $= \frac{1}{2300}$
Flüsse der Tiefebene .	„ $= 1{,}2$ „	„ „ $= 8{,}4$	„ „ $= \frac{1}{7000}$
Mississippi nahe dessen Mündung	„ $= 1{,}0$ „	„ „ $= 40$	„ „ $= \frac{1}{40000}$

Hier tritt hervor, daß die Stoßkraft bei kleinen Gewässern bedeutende, bei den größten Strömen hingegen geringe Werte aufweist. Das Gefälle ist eben in erster Linie ausschlaggebend. Dieses bewegt sich zwischen weiteren Grenzen als die Tiefe. Die Tiefe des Mississippi ist zwar vierzigmal größer, als die eines Wildbaches bei einer Wasserführung von 1 m Wasserschicht, dafür ist aber das Gefälle des Wildbaches 10000fach größer. Während der große Strom in seinem unteren Lauf nur noch Sand oder Schlamm fortzubewegen vermag, wälzt der kleine Wildbach gewaltige Felsblöcke zu Tal.

Als Schlepp- oder Stoßkraft des Gewässers bezeichnet man dessen Vermögen, Gerölle und Geschiebe flußabwärts zu bewegen. Man kann den Wert dieser schiebenden Kraft auf einen Quadratmeter Grundfläche beziehen oder für die ganze Flußbreite auffassen; ein Gewässer doppelter Breite besitzt im ganzen genommen also auch die doppelte Schleppkraft, wenn die übrigen Verhältnisse dieselben bleiben.

Die Stoß- oder Schleppkraft eines Wasserlaufes vermag eine Sand- oder Geschiebeschicht begrenzter Dicke b in Bewegung zu erhalten, vgl. Abb. 13a. Der Widerstand W, welchen das Material der Stoßkraft entgegensetzt, ist vom Gewicht G der Schicht und der Reibung abhängig; es ist $W = f \cdot G$, worin f den Reibungsbeiwert bedeutet. Für 1 qm Grundfläche wird $G = b \cdot \gamma$, wenn b die be-

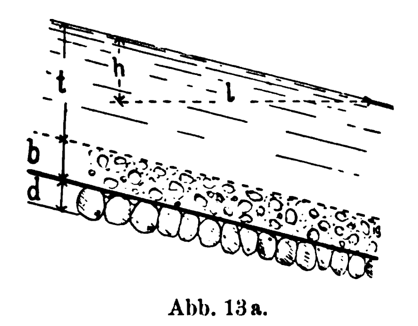


Abb. 13a.

wegte Schichtdicke und γ das Gewicht des Geschiebes für die Raumeinheit (1 cbm) nach Abzug des Auftriebes (1000 kg/cbm) darstellt. Für eine gewisse Schichthöhe b' ergibt sich ein Gleichgewicht zwischen der treibenden Stoßkraft und der hemmenden Reibung.

Ist feineres Geschiebe b, Abbild. 13a, nicht vorhanden, findet sich da nur gröberes Geschiebe der Korngröße $d > b'$, dann fällt die Geschiebebewegung fort; sie tritt dann nicht ein.

Variation der Stoßkraft.

Die Werte R sind nur in dem besonderen Fall von der Rauhigkeit der Sohle unabhängig, wenn diese überall durchaus gleichartig ist. Die Wassergeschwindigkeit nahe der Sohle richtet sich dann einfach nach den Werten t und $\frac{h}{l}$, wie nach der Rauhigkeit, so daß eine gleichförmige Bewegung entsteht, wobei jene Werte R erreicht werden.

Das kommende steigende Hochwasser besitzt am vorderen Hang der Hochwasserwelle verstärktes Gefälle. Dort ist die Stoßkraft des Wassers am größten und die Geschiebebewegung am erheblichsten. Weiter flußauf oder der Zeit nach später bei Fallwasser vermindert sich die Wassergeschwindigkeit. Die Sinkstoffe fallen dann zu Boden, unregelmäßige Ablagerungen veranlassend.

Bei einem Wechsel in der Rauhigkeit der Sohle hört aber die durch unsere Formel ausgedrückte Beziehung auf. Die Übereinstimmung zwischen der treibenden und widerstehenden Kraft fällt fort und die Wasserbewegung ist nicht mehr gleichförmig. Wo z. B. Strecken von glatter und rauher Sohle miteinander wechseln, fließt das Wasser auf der glatten Sohle unter kleinem Reibungswiderstande und zwar beschleunigt ab. Es erreicht den rauhen Teil der Strecke mit unverhältnismäßig großer Geschwindigkeit und besitzt nun ganz unabhängig vom Gefälle eine große Stoßkraft, deren Wert sich aus der Formel $R = a \cdot v^2$ kg/qm ermittelt; vgl. hier S. 47, aber $U = 1$.

Ein Wechsel in der Rauhigkeit der Sohle oder der Böschungen am Flußbett ist daher ein Nachteil. Gefährlich ist es z. B., wenn bei gepflasterten Ufern einzelne große Steine weiter hervortreten als die Nachbarsteine. Auch wird ein glatter Uferschutz dort, wo er aufhört, Abspülungen begünstigen. Sandbänke werden selbst-

verständlich am Kopf den stärkten Angriff erleiden; desgleichen Sohle und Böschungen in den Stromkrümmungen, wo sich infolge der Zentrifugalkraft die am schnellsten fließenden Wassermassen dem Ufer nähern, dort niedersinken und Sohle wie Böschungen treffen.

Ferner erzeugt die plötzliche Hemmung der Strömung von Buhnenköpfen und Strompfeilern einen vermehrten Angriff der Sohle. Es entstehen an solchen Punkten unmittelbar vor und neben den hemmenden Einbauten örtlich stark vermehrte Gefälle. Vor dem Hemmnis hebt sich der Spiegel infolge des dynamischen Druckes, da hier das Wasser nach der Seite zu in seiner Bewegung gestört ist, während durch die Bogenführung des dem Hindernis ausweichenden Wassers Quergefälle entstehen. Diese Gefällgegensätze übertragen sich auf die Tiefe und erzeugen auch unten starke Wassergeschwindigkeiten. So wird dort die Sohle ausgewaschen, wenn deren künstliche Befestigung fehlt. Darum sind Steinschüttungen, zumal vorn am Kopf der Pfeiler, nötig; vgl. die Versuche von Engels.[1]) Aus gleichem Grunde verlegt man am Kopf der Buhnen große Sinkstücke, auch Buschwerk oder Senkfaschinen, beide durch Steinschüttung gesichert, woselbst der Boden des Flußbettes aus leicht beweglichem Material besteht.

Endlich wird ein sehr bedeutender, örtlich vermehrter Angriff der Sohle dort bedingt, wo die Behinderung des Abflusses so groß ist, daß sich der ganze Wasserlauf vor dem Hindernis aufstaut. Daher sind zu schmale Brückenöffnungen gefährlich, insbesondere dann, wenn sie den bei Hochwasser im Fluß treibenden Gegenständen nicht freien Durchlaß gewähren. Es steigt dann das Wasser so lange an, bis seine Gewalt ausreicht das Hindernis zu unterspülen und fortzuschwemmen oder bis es sich um das Hindernis herum einen Abfluß erzwingt. Die Abb. 14—19 zeigen derartige Vorgänge. Die vier ersten Darstellungen [2]) geben die Folgen des Hochwassers der Weißeritz in Sachsen vom 30. Juli 1897 [3]), und zwar nach Ablauf des eigentlichen Hochwassers. Abb. 14 läßt erkennen, wie die Öffnungsweiten einer Bogenbrücke nicht ausreichten, das antreibende Langholz durchzulassen und wie durch dieses alle übrigen Trümmer und auch Buschwerk sowie Heu zurückgehalten werden. Der Wasserabfluß war dort außerordentlich gehemmt.

---

1) Engels, „Über den Schutz von Strompfeilerfundamenten gegen Unterspülung." Zeitschr. f. Bauw. 1894, S. 407 und Blatt 52 u. 53.

2) Die Firma Klinkhardt & Eyssen, Dresden-A., Pragerstraße 26, hat diese und eine Reihe anderer interessanter Aufnahmen ausgeführt.

3) Dr. Kaßner, Hochwasser in Schlesien Ende Juli 1877. Zeitschrift f. Bauw. 1901, S. 454.



Abb. 14. Folgen des Hochwassers der Weißeritz.



Abb. 15. Folgen des Weißeritz-Hochwassers.

Abb. 15 zeigt eine Blechträgerbrücke, welche dem Wasser in der Breite freiere Bahn gewährt hat. Aber die Höhe bis Unter-



Abb. 16. Folgen des Weißeritz-Hochwassers.



Abb. 17. Folgen des Weißeritz-Hochwassers.

kante-Konstruktion war zu gering. Das Wasser erlitt doch bedeutenden Anstau; es ging über die Brücke hin.

Abb. 16 und 17 gewähren einen Blick auf zerstörte Gebäude. Das Gelände bis an das Ufer des Mittellaufes befindet sich im Privatbesitz. Es wird einfach als Baugrund ausgewertet, weil vielleicht seit Jahrhunderten das Flüßchen auch nicht annähernd so große Wassermengen geführt hat. Weiter ist der Unterbau dieser Häuser nicht hinreichend widerstandsfähig gewesen. Vor allen Dingen reicht meistens das Fundament der Bauwerke nahe dem Fluß nicht tief



Abb. 18. Hochwasser der Biele.
Aufnahme und Verlag von A. Pospiech, Ziegenhals in Schl., Ring 21.

hinab. Das Vorland wird fortgerissen und mit diesem der Boden unter den Umfassungsmauern der Gebäude.

Die Häuser müßten auf starken Pfeilern ruhen, deren Fundamente etwa 1 oder 2 m unter Flußsohle oder bis auf den festen Fels hinab zu reichen hätten, wenn dieser höher ansteht. Die Füllung dazwischen müßte schwach hergestellt werden, weniger tief gegründet sein und keinen Verband mit den Pfeilern erhalten. Der Aufbau müßte unter Benutzung von Trägern oder Sprenge- und Hängewerk sich allein auf die Pfeiler stützen, deren Breite in Richtung der Strömung hinreichend groß zu wählen wäre. Das Wasser würde dann gelegentlich die Wandfüllungen des unteren

Geschosses eindrücken, hinterdrein aber auf die Pfeiler keinen hydrostatischen Druck von gefahrbringender Größe ausüben.

Abb. 18 und 19 bieten den Blick auf eine Dorfstraße. Hier hat die Biele in Österr.-Schlesien, deren Zuzugsgebiet oberhalb Niklasdorf etwa 225 qkm beträgt, ihr Bett ganz verlassen. Oberhalb des Dorfes hatte schweres Steingerölle im Verein mit schwimmendem Material wie z. B. entwurzelten Bäumen das Flußbett ganz versperrt. Das Wasser staute auf und lief nun weitab seitlich die



Abb. 19. Hochwasser der Biele.
Aufnahme und Verlag von A. Pospiech, Ziegenhals in Schl., Ring 21.

Dorfstraße hinab, den Boden so vollständig fortspülend, daß ein neues tiefes Flußbett entstand. In langer Reihe stürzten hier die Häuser ein, ihre Fundamente wurden sämtlich unterspült. Dieses Beispiel lehrt, daß bei Herstellung von Straßen parallel zum Fluß die Straßenoberfläche so hoch über den Fluß gelegt werden muß, daß eine derartige Wirkung des Flußlaufes unmöglich gemacht ist. Auch kommt die Anlage von Quermauern, unter der Straßenoberfläche eingebaut, an solchen Stellen in Frage, wo eine Einlenkung des übergetretenen Wassers in den eigentlichen Lauf durch die Beschaffenheit des seitlichen Geländes ermöglicht ist.

Die beiden Hochwasser, deren Folgen hier dargestellt sind, gehören zu den vorn beschriebenen Hochwassern zweiter Entstehungsart; sie waren durch ganz außerordentlich starke und anhaltende Niederschläge, begleitet von Gewittern, hervorgerufen.

Die Stoßkraft gegen die horizontale Sohle betrug bei der Weißeritz während des Hochwassers etwa $R = 70$ kg/qm.

Abb. 20 zeigt den Deichbruch an der Elbe unterhalb Wittenberge im April 1895. Hier ist der Abgang des Schnees im Mittel-



Abb. 20. Deichbruch an der Elbe unterhalb Wittenberge.
Aufnahme von A. C. Mohns, Wittenberge.

gebirge im Verein mit starkem Regenfall die Veranlassung des Hochwassers gewesen. Das Loch, welches in den Deich gerissen ist, mißt in seiner Länge über 100 m. Während mehrerer Wochen ergoß sich die Flut durch diese Öffnung, das Gelände hinter dem Deich meilenweit stromabwärts überschwemmend.

Der also veranlaßte Schaden umfaßt einmal die Kosten für eine Wiederherstellung des Deiches, welche verhältnismäßig klein sind. Sehr viel größer ist der Verlust, welcher den Grundbesitzer trifft. Denn die Ackerkrume ist auf weite Flächen fortgespült oder es sind Sandmassen auf die Äcker geworfen, diese entwertend. Soweit das Wasser die Felder überflutet, ist das Getreide der Herbstaussaat

verdorben, es fault, da Monate vergehen, bis die Wassermassen sich wieder verlaufen und der Boden das Übermaß an Feuchtigkeit verliert. Auch wird die Frühjahrsbestellung der Felder verzögert. Endlich ist der Gebäudeschaden bedeutend, da das hereinbrechende Wasser meistens auch Dörfer und einzelne Gehöfte erreicht.

Noch größer kann sich der Schaden an Feldfrucht und Heu bei einem Sommerhochwasser gestalten.



Abb. 21. Rinnsale auf einem Lehmhang.

2. Die Ausbildung des Flußprofiles und der Angriff des Wassers gegen Sohle und Ufer.

Abb. 21 zeigt einen Hang aus sandigem Lehm. Das herablaufende Regenwasser hat dort flußartige Rinnen gebildet. Dem allgemeinen Gefälle folgend, aber örtlich durch Widerstände aus der mittleren Bahn abgelenkt, treffen sich gelegentlich benachbarte Zweige, um alsdann vereinigt weiter zu fließen.

Nur selten tritt nachträglich eine vollständige Spaltung des nun gemeinsamen Wasserlaufes ein, weil meistens das Gelände seitlich höher ist, so daß eine örtliche Spaltung alsbald wieder eine Vereinigung nach sich zieht. Kleine Spaltungen werden aber vielfach erzeugt; sie treten dort auf, wo quer zum Flußprofil die Sohle einer

Ausspülung ungleichen Widerstand entgegenstellt, z. B. dort, wo in einem Rinnsal (Abb. 21) ein Steinchen liegt und im Flußlauf dort, wo Felsgruppen in der Sohle auftreten oder sonstwie harter Boden, z. B. Tonboden gegenüber beweglichem Sand, sich findet. Auch werden Geschiebeablagerungen im Flußbett zur Bildung von Spaltungen führen. Andere kurze Spaltungen sind durch eine Unregelmäßigkeit der Ufer veranlasst. In diesem Falle ist das Wasser auf der einen Seite einem größeren Bewegungswiderstande ausgesetzt, als auf der anderen. Es schlängelt sich dann im Flußbett hin und her, immer neue Arme bildend, während alte Arme noch eine Weile fortbestehen.

An sich hat das Wasser das Bestreben, einen einheitlichen, geraden Lauf zu bilden und in der Mitte desselben die größte Tiefe dort zu erhalten, wo diese sich einmal gebildet hat, denn an jener Stelle ist die Stoßkraft nach der Formel $K = 1000 \cdot \frac{h}{l} \cdot t$ kg/qm am größten. Andererseits rollt und gleitet das gröbste Geschiebe aber immer gerade nach den tiefsten Profilpunkten hin, wo es sich ablagert und dem Wasser die Erhaltung der Tiefe dort erschwert. Ferner liegt das Material des Bodens an den Böschungen weniger fest, es will nach unten abrutschen. An den Seiten wird also das Wasser trotz kleinerer Wassergeschwindigkeit einen erheblichen Angriff ausüben.

Hiernach wird der Flußlauf sich um so gestreckter gestalten, je steiler und gleichgerichteter das Gefälle des Flußtales, je gleichartiger und fester das Bodenmaterial der Ufer sich erweist, und schließlich je kleiner die Korngröße des von oben her zugeführten Geschiebes ausfällt. Umgekehrt werden in leicht beweglichem Boden und bei schwächerem Gefälle geringe Unterschiede vorhandener Widerstände ein seitliches Ausweichen des Wasserlaufes aus der geraden Bahn herbeiführen. Dann windet sich der Flußlauf hin und her, er bildet Schlangenlinien (Serpentinen). Jeder Bogen ist dabei bestrebt, seinen Krümmungsradius zu vergrößern, da der Uferabbruch auf der hohlen Seite erfolgt. Die aufeinander folgenden Windungen werden schließlich so groß, daß sie sich irgendwo berühren. Es erfolgt dort ein Durchbruch und der Lauf wird wieder gestreckter. So verändert der Flußlauf in leicht beweglichem Boden, sich selbst überlassen, unablässig sein Bett. Vgl. den Lauf des Oberrheines, Bd. I, S. 248, Abb. 237, u. S. 251, dgl. Kolkbildungen im Flußlauf, hier Abb. 69.

3. Schutzmittel gegen die Verwilderung der Wasserläufe.

Sowohl im Interesse der Landeskultur wie der Schiffahrt liegt die Herstellung und Erhaltung geordneter Wasserabflußverhältnisse.

Es gilt, die zweckmäßigste Linienführung des Flußlaufes zu erstreben, ferner tunlichst gleichmäßiges Gefälle, einheitliches Bett mit einer größten Tiefe, soweit dies erreichbar ist, nach der Mitte hin, Fernhaltung aller, namentlich der gröberen Geschiebe, soweit dies irgend möglich ist, Beseitigung allzusteiler Ufer, Anbringung eines künstlichen Schutzes an den Ufern, soweit diese nicht von Natur aus hinreichend fest sind, und endlich auch Befestigung oder Schutz der Sohle in Nachbarschaft der Ufer, soweit der Fluß, ohne einen solchen Schutz, zur Bildung seitlicher Sohlenvertiefungen, Kolkbildungen, neigt.

Der Auffassung Opels[1]) kann ich nicht beipflichten, daß das zweckmäßigste Flußprofil notwendig durch die Gestalt einer Parabel oder überhaupt durch eine besondere Kurve festgelegt ist, welche sich auf eine mathematische Gleichung aufbaut. Richtig ist es natürlich, den Fluß in der Mitte am tiefsten zu erhalten. Es ist aber möglich, daß die Seitenböschungen in ihrem oberen Verlauf weit flacher sein dürfen, als Opel vorschlägt. Überhaupt liegt an sich kein Grund vor, anzunehmen, daß die Natur eine zweckmäßige Profilform erstrebt. Der Umstand, daß die größte Stoßkraft da auftritt, wo die größte Tiefe sich schon findet, wirkt allerdings in diesem Sinne. Das Bestreben aber, die größte Tiefe in der Krümmung nach der hohlen Seite hin zu verlegen, wirkt einer zweckmäßigen Ausbildung der Profilform entgegen. Diese Eigenart des Flußlaufes muß durch Einbauten tunlichst bekämpft werden.

Über die Behandlung des Flußprofiles haben sich in der flußbaulichen Wissenschaft im allgemeinen feststehende Grundsätze gebildet, so daß die Anschauungen in bestimmten Fällen nur wenig auseinandergehen. Unklarheit herrscht noch hinsichtlich des Schutzes der Flußsohle in Nachbarschaft der Ufer. Dieser kann auf zweierlei Weise erfolgen, einmal durch eine Befestigung, z. B. durch eine Abdeckung der Sohle, dann aber auch durch eine Hemmung der Wasserbewegung nahe der Sohle, so daß die angreifende Kraft herabgemindert wird. Hier können nur Versuche, ausgeführt am Fluß selbst, unter Benutzung der Mittel von Theorie und Erfahrungswissenschaft fördernd wirken. Die jüngere Generation erstrebt die Vornahme praktischer Versuche, während die ältere Generation vielfach ohne besondere Versuche vorging, Entwürfe aufstellte und den Bau einfach, auf die gelegentlich gewonnene, an sich wertvolle Erfahrung gestützt, durchführte. Nur vereinzelt wirkten schon in früheren Zeiten hervorragende Ingenieure des Wasserbaues auf eine

1) Opel. „Studie, die sachgemäße Behandlung der Flußbetten betreffend." Verlag von Ernst Wasmuth, Berlin. M. 1,—.

Vertiefung unseres Wissens unter Heranziehung einer empirisch wissenschaftlichen Forschung hin.

So schreibt Hagen in seiner Vorrede zum ersten Bande: „Die weitere Ausbildung des wissenschaftlichen Teiles der Wasserbaukunst steht mit der Praxis in sehr naher Beziehung, denn nur durch sie darf man Sicherheit in der Anordnung der Wasserbauwerke zu erreichen hoffen. Die Ausfüllung dieser Lücke ist ohne eine kräftige Unterstützung von seiten der Gouvernements gar nicht denkbar." Hagen empfand also das Bestehen eines Mangels an eingehenden empirischen Untersuchungen.

Einer mir vor Jahren gewordenen Anregung folgend, habe ich derzeit theoretische Untersuchungen über die Frage angestellt, wie sich im Interesse der Schiffahrt eine Bildung der Kolke im Oberrhein verhindern lasse. Es galt eine Größe und den gegenseitigen Abstand kleiner Querbauten[1]) zu berechnen, welche den Angriff gegen die Sohle so vermindern sollten, daß die seitlichen Auskolkungen aufhören. An Stelle der damals für Versuche vorgeschlagenen kleinen Holzbauten würde ich heute versenkte Betonkörper verwenden. Kies steht dort ja überall zur Verfügung. Es ist aber schwer erreichbar, die Geld- und Zeitmittel sowie die Erlaubnis zur Anstellung derartiger Versuche zu erhalten.

Über die Notwendigkeit auszuführender Versuche vgl. auch einen Vortrag von Faber.[2]) Die Ausführung derartiger Versuche bezeichnet Faber z. B. als ebenso notwendig, wie die Vornahme von Bodenuntersuchungen für Zwecke großer Gründungsarbeiten.

In neuerer Zeit sind manche technische Hochschulen mit Flußbaulaboratorien ausgestattet. Zwar lassen sich die Zustände am Fluß im Laboratorium nicht genau nachahmen, aber immerhin wird die Arbeit im Laboratorium mit ihren Ergebnissen zur besseren Anschauung und Vertiefung unserer wasserbautechnischen Studien beitragen.

Meine an wasserbautechnische Laboratorien zu stellende Forderung geht nicht so weit, daß die hier gewonnenen Ergebnisse unmittelbar für Ausführungen verwendbar sein sollen. Das läßt sich schwerlich erreichen; es genügt, wenn dies in mittelbarer Weise geschieht, z. B. dadurch, daß die Ausbildung im Laboratorium und das Studium veröffentlichter Ergebnisse von Laboratoriumsarbeiten[3])

---

1) Vgl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 488 u. 498—501.

2) Bericht über die im Juni 1904 in Landshut abgehaltene Versammlung d. Vereines f. Hebung d. Fluß- und Kanalschiffahrt in Bayern, Vortrag von Faber: Über die Ausführung von Versuchsbauten an Flüssen und über Flußbaulaboratorien.

3) Engels. „Über Wirkung der Strömung auf sandigem Boden unter dem Einfluß von Querbauten (Buhnen u. Hafenmolen)," Ztschr. f. Bauw. 1904.

den Ingenieur dazu anregt und befähigt, nun auch draußen am Fluß selbst die für solche Sonderzwecke erforderlichen praktischen Studien mit Erfolg anzustellen. Einen Antrag auf Gewährung von Mitteln zur Durchführung flußbautechnischer Versuche stellte ich derzeit ein erstes Mal in Karlsruhe im Jahre 1889. Jene Forderung war damals noch so ungewöhnlicher Art, daß mir zunächst nur ein kleiner Betrag bewilligt wurde; heute werden dafür größere Mittel zur Verfügung gestellt, was mit Freude zu begrüßen ist. Vgl. auch die Mitteilungen von Engels über die Einrichtung eines Flußbaulaboratoriums in Dresden.[1])

II. Flußbauten.[2])

A. Wildbachverbauung im Hochgebirge.

Corrections des torrents.

Literatur:

1. Wang. Grundriß der Wildbachverbauung. Verlag von S. Hirzel, Leipzig, Königstr. 2. Teil I M. 6,—. Teil II M. 16,—.
2. Handb. d. Bauk. III, 2. Abt., Wasserbau. S. 321—338.
3. Handb. d. Ingw. 2. Aufl., III, 2. Abt., XII. Kap., S. 219—234. 3. Aufl., III, 2. Abt., 1. Hälfte, XI. Kap., S. 416—463. 4. Aufl., III, VI. Bd., II. Kap. in Vorbereitung.
4. von Salis. Das schweizerische Wasserbauwesen, Ausgabe 1883. Verlag von Staempfli, Bern.
5. von Salis. „La correction des torrents en Suisse." Ausgabe 1892 von A. von Morlot. Verlag wie oben. Enthält viele anschauliche Darstellungen nach Photographien.
6. Weber von Ebenhof. „Der Gebirgswasserbau." Verlag von Spielhagen & Schurich, Wien, Kumpfgasse 7. M. 80.—.
7. Wildbachverbauung in Tirol. Denkschrift. Verlag von Spielhagen & Schurich, Wien. M. 6.
8. Regulierung der Gewässer in Tirol. Denkschrift wie Verlag unter 7. M. 6.—.
9. Ballif. Wasserbauten in Bosnien, zwei Teile zus. M. 24.—. Verlag von A. Holzhausen, Wien.

---

1) Engels. „Das Flußbaulaboratorium der Königl. Techn. Hochschule zu Dresden." — Beschreibung des Laboratoriums und Untersuchungen über die Ausbildung des Flußprofiles und des Talweges in Kurven. Ferner Untersuchung einer geraden Flußstrecke mit breiter, flacher Sohle. Zeitschr. f. Bauw. 1900.

2) Über Deiche siehe 6. Abschnitt, Seebau, I, 6.

1. Zweck der Wildbachverbauung.

Wildbäche (Tobel) führen, sich selbst überlassen, meist außerordentlich viel Geschiebe und Gerölle zu Tal. Diese Massen lagern sich dann unten, wo in den flacheren Tälern das hinreichende Gefälle zur Abführung des Geschiebes fehlt, zunächst in der Sohle ab, diese aufhöhend. Das Wasser ufert nun aus und wirft seine mitgeführten Massen bald nach der einen Seite hinaus und, wenn auch hier die Verstopfung des Laufes eingetreten ist, nach der anderen Seite. Dabei wird fruchtbares Land mit Geröll bedeckt; es geht so der Bebauung verloren. Ein Schuttkegel entsteht. Auf einer solchen unteren Strecke ändert also der Fluß bis weithin seinen Lauf. Er ist bestrebt, das ganze flache Gelände überall mit seinen Schuttmassen gleichmäßig aufzuhöhen, so daß eine geneigte Ebene entsteht, welche um so länger und flacher sich gestaltet, je mehr Wasser der Fluß führt und je feiner das mitgeführte Geschiebe ist. In derartig verwilderten Tälern ist der Grundbesitz fast wertlos. Die Pflege eines Ackers verlohnt sich nicht, da zu bald der Fluß dorthin wieder seinen Lauf nimmt. Auch die Herrichtung guter Wege oder der Bau von Eisenbahnen ist in solchen Tälern unwirtschaftlich, denn der wilde Fluß würde die Verkehrsanlagen zerstören. Von Salis[1]) und Tulla[2]) schilderten die trostlose Lage der Bewohner solcher verwilderten Gebirgstäler. Es fehlte dort an Erwerb, an Verkehr, an gesunden Wohnungen; die vielfachen Überschwemmungen hatten auch mancherlei Krankheiten, insbesondere Fieber, im Gefolge. Nach Ausbau der Wildbäche und den erforderlichen baulichen Ausführungen am unteren Lauf dieser Bäche und an dem Hauptfluß hört die Geschiebebewegung soweit auf, daß jene Gewässer sich nun den Unterlauf frei halten. Grobes Geschiebe führt der Fluß nicht mehr. Feineres Gerölle wird auch in seinem Unterlauf weiter gefördert; es bleibt nicht liegen, sondern verschleißt und zerreibt sich allmählich. Da sich nun aber die Sohle im unteren Lauf nicht mehr aufhöht, läßt sich dem Fluß in der Folge ein bestimmter Weg zuweisen. Nun verlohnt es auch, auf die Befestigung der Ufer und die Herstellung von Deichen Geldmittel zu verwenden, so daß der Fluß dann ganz festgelegt wird und er hinfort auch das fruchtbare Gelände des breiten Tales längs seines weiteren Laufes nicht mehr überflutet.

---

1) Vgl. die Literaturangabe S. 85.

2) Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden. Zentralbureau für Meteorologie und Hydrographie, Karlsruhe.

Um also unten in den flacheren, für die Bebauung im übrigen sehr geeigneten Tälern geordnete Verhältnisse zu schaffen, bedarf es oben im Hochgebirge eines Ausbaues der Wildwasser, damit diese nicht zuviel und zumal auch nicht zu grobes Geschiebe und Gerölle in das Tal werfen.

Die Gewalt der Wildbäche ist ja nach der Gleichung $K = \frac{h}{l} \cdot t \cdot 1000$ kg/qm eine sehr bedeutende. Für die Wassertiefe $t = 1{,}0$ m und das Gefälle $\frac{h}{l} = \frac{1}{5}$ wird die Stoßkraft

$$K = \frac{1}{5} \cdot 1 \cdot 1000 = 200 \text{ kg/qm},$$

während an großen Strömen, wie dem Mississippi, wegen der Geringfügigkeit des Gefälles der Wert K nur 1—2 kg/qm mißt und



Abb. 22. Die Nolla in Graubünden. Nach v. Salis.

Abb. 23. Schutthalde und Fels. Nach v. Salis.

auch bei anderen Flüssen der Tiefebene nicht über einige Kilogramm steigt. Ferner tritt der Umstand hinzu, daß Felsblöcke bei steilem Gefälle schon fast von selbst zu Tal rollen wollen.

Abb. 22 zeigt, wie gewaltig die Geschiebemengen bisweilen sich gestalten, welche von Wildwassern bewegt werden. Es ist da zu ersehen, daß sich die Sohle des Flusses in einem Jahre um 30 m aufgehöht hat. Man bezeichnet diese massenhafte Geschiebebewegung als Murgang und das bewegte Geschiebe als Mur, Schuttwalze oder Rüfe. Somit galt es, diese Geschiebemassen festzulegen, damit sie nicht in unterhalb belegene fruchtbare und bewohnte Täler geführt würden. Es sei bemerkt, daß bei Wildbächen meist das weniger steile Ufer das gefährdete ist, weil dieses häufig aus Trümmergestein, die steile Wand hingegen aus Fels besteht. Ein Wildbach, welcher sich in einer Rinne, vgl. Abb. 23, bewegt, wird für die dort links gezeichnete Schutthalde eine beständige Gefahr bilden. Häufig befindet diese sich in einem so wenig stabilen Gleichgewichtszustande,

daß eine nur mäßige Vertiefung des Bach- oder Flußlaufes am Fuße der Halde, entstanden durch Fortspülung ihres Materials, ein Abrutschen des ganzen Schuttkegels bis auf Hunderte von Metern Höhenerstreckung veranlaßt.

2. Ausbau der Hänge im Hochgebirge.

Auf felsigem, unbewachsenem Boden findet das Niederschlagswasser seinen Weg schnell zu Tal, dann treffen die Wassermengen des Zuzugsgebietes der ganzen Breite fast gleichzeitig die Bachrinne, ein bedeutendes Hochwasser erzeugend. Es ist daher dem Wasser der Weg zu Tal zu erschweren, Wald ist zu belassen und, wo dieser fehlt, eine Anpflanzung vorzunehmen. Staffelförmig werden an den Hängen Beete hergestellt, die man nach abwärts durch Busch- und Flechtwerke schützt. Wo Boden fehlt, wird dieser aufgebracht und mit Straucharten wie Bäumen bepflanzt. Vgl. Grundriß der Wildbachverbauung, Wang 2, S. 213—265. So wird allmählich eine Aufforstung erreicht.

Besonders wichtig ist die Erhaltung der Pflanzendecke, bestände diese auch nur aus Unkraut, dort, wo Schutt den Untergrund bildet. Hier dient die Bepflanzung nicht zur Zurückhaltung des Wassers, sondern zur Befestigung des Hanges.

Eindringendes Wasser wirkt wie ein Schmiermittel, es vermindert die Reibung im Boden und begünstigt Bodenrutschungen. Wo Rinnsale und Bäche über Schuttmassen, sogenannte Schutthalden fließen, ist deren Bett zu dichten, entweder als gemauerte Mulde auszubauen oder durch ein Holzgerinne zu ersetzen. Es gibt Rutschhalden von über 1000 m Höhenerstreckung.

Auch das Weideland erfordert eine besondere Pflege; ein Gedeihen der Grasnarbe ist zu unterstützen. Zerstreut herumliegende, lose Steine sind am geeigneten Ort zusammen zu setzen. Rinnen sind in der Sohle und an den Böschungen zu befestigen, damit sie sich ferner nicht mehr vertiefen.

3. Der Ausbau des Wildbaches auf seinem steilen Lauf.

a) *Art der Arbeiten.*

Es gilt einmal die Kraft des zu Tal stürzenden Wassers zu schwächen, zweitens die widerstehenden Kräfte zu verstärken, also die Ufer, häufig auch die Sohle, zu befestigen. Drittens wird man bemüht sein, das wilde Wasser von Rutschhalden möglichst fern zu

halten. Viertens ist für Geschiebeablagerungsplätze an der unteren Strecke dort zu sorgen, wo die Wildbachverbauung fehlt oder noch nicht ausreicht, um gefahrbringende Geschiebeführungen zu vermeiden.

b) *Maßnahmen zur Abschwächung der talwärts gerichteten Stoßkraft des Wassers.*

α) Sohlenverbreiterung.

Da die Kraft K, mit welcher das Wasser die Sohle angreift, im Mittel angenähert den Wert

$$K = \frac{h}{l}\, t \cdot 1000 \text{ kg/qm}$$

besitzt, wird K höhere Beträge annehmen, wo die Tiefe t allzusehr zunimmt. Abb. 24 zeigt einen solchen Fall. Ein Wildbach hat sich zwischen einer Felswand und einem Felsblock eine zu schmale und

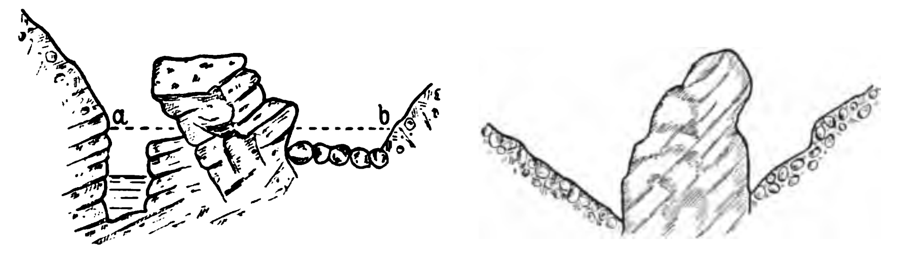


Abb. 24. Nach v. Salis. Abb. 25. Nach v. Salis.

zu tiefe Rinne ausgenagt oder ausgewaschen. Die Verbauung besteht hier nun darin, daß die Rinne durch Steinquerbauten versperrt und der obere Teil des Felsblockes abgesprengt wird. Sein Material ist für die Aufführung der Querbauten zu verwenden, deren obere Begrenzung etwa in Höhe der Linie $a - b$ anzunehmen ist. Hernach verteilt sich das Wasser über die ganze Breite der neuen Sohle $a - b$. Die Stoßkraft ist dann geschwächt.

Abb. 25 zeigt ähnliche Verhältnisse. Der Bach gräbt sich zu beiden Seiten eines Felsblockes ein zu tiefes Bett. Auch hier ist wie oben angegeben zu verfahren.

β) Bau eines abzweigenden Hochwasserkanales.

Abb. 26 zeigt links eine Schutthalde, rechts festen Fels. Der Wildbach greift die Halde an. Um die Gefahr einer Rutschung zu bekämpfen, ist dem Bach durch die Anlage eines von ihm ab-

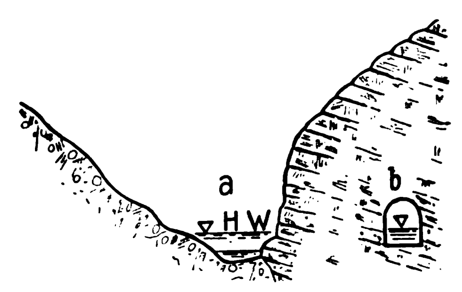


Abb. 26. Hochwasser-Entlastungsstollen. Nach v. Salis.

zweigenden Armes, welcher durch Tunnel *b* führt, ein Teil seiner Hochwassermenge entzogen. Die im Hauptarm *a* verbleibende Hochwassermenge reicht nun nicht mehr aus, die Rutschhalde anzugreifen, um so mehr, als deren Fuß noch besonders befestigt wird.

γ) Sperrenbauten (barrages).

Die Stoßkraft des Wassers läßt sich, wie oben ausgeführt ist, einmal durch Verringerung der Wassertiefe abschwächen, weiter aber auch durch Verkleinerung des relativen Gefälles im Bachlauf. Man baut Abstürze, sogenannte Sperren. Dort fällt das Wasser tunlichst vertikal abwärts, es trifft auf ein festes Sturzbett und fließt hernach unter kleinem relativen Gefälle weiter. So werden auf der Strecke zwischen den Sperren die Wassergeschwindigkeit und die Stoßkraft vermindert.

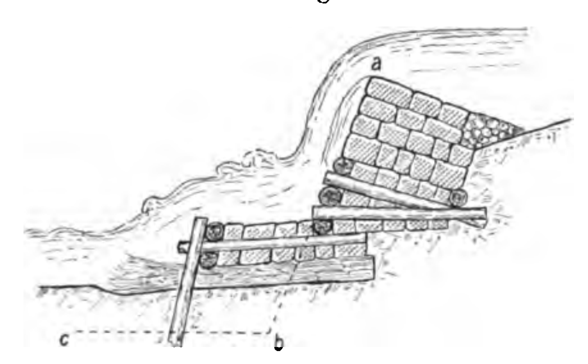
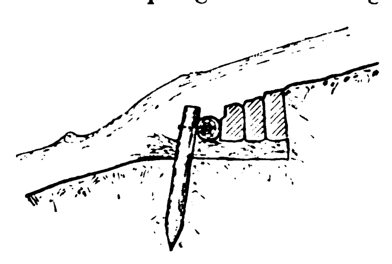


Abb. 27. Sperre aus Holz und Stein. Nach v. Salis.

Abb. 27 zeigt eine derartige Sperre aus Holz und Stein, mit Buschlagen am Fuß des Sturzbettes. In diesem Beispiel ist der untere vorspringende Teil eigentlich verfehlt; er begünstigt einen schrägen Abfluß des Wassers mit einer bedeutenden horizontalen Geschwindigkeits-Komponente. Das Wasser wird auch abwärts vom Fuß der Sperre noch ausspülend wirken, während bei einer Begrenzung nach der Linie *a b c* der Ablauf des Wassers sich ruhiger gestalten und vor allem nicht mit


Abb. 28. Wertlose Sperre.

Beschleunigung erfolgen würde. In dieser Beziehung sind kleine Sperren, vgl. Abb. 28, fast wertlos. Der Wasserspiegel bleibt hier über der Sperre stark geneigt, so daß dem Wasser eine bedeutende, flußabwärts gerichtete Beschleunigung erteilt wird, und dasselbe daher unterhalb des Sturzbettes der Sperre die größte Geschwindigkeit

Abb. 29. Uferschutz. Nach v. Salis.

Abb. 31. Grundriß.

Abb. 30. Ansicht.

Abb. 32. Längenschnitt. Nach v. Salis.

und Stoßkraft aufweist. Auswaschungen unterhalb der Sperre sind die nachteilige Folge.

Besser, weil fester als die halbmassiven Sperren aus Holz und Stein, sind die ganz massiven Bauwerke. Ein Beispiel dafür bieten Abb. 30—32 in Verbindung mit einer Ufer- und Sohlenbefestigung. Sperren werden verwendet, wo bei beweglicher Sohle das relative Gefälle größer ist als 1 : 10 oder als 1 : 15.

c) *Vermehrung der Widerstandsfähigkeit des Flußbettes.*

α) Der Uferschutz.

Abb. 29 zeigt die Verwendung von Uferschutz am Fuß einer Schutthalde. Der Fluß ist, sich selbst überlassen, zuvor am linken Ufer durch dort punktiert gezeichnete große Felsblöcke abgelenkt. Er warf sich nach rechts hinüber und traf den Fuß einer Rutschhalde von mehreren hundert Metern Höhe. Dort höhlte er das Ufer nach Art der punktiert gezeichneten Linie aus, weitere Rutschungen veranlassend. Die Regulierung bestand nun darin, daß zunächst die linksseitigen Felsblöcke weggesprengt wurden, und alsdann der Fuß der Halde durch eine Ufermauer gestützt und vor weiterem Abbruch geschützt worden ist.

β) Sohlenschutz.

Die Sohlenbefestigung wird bei sehr starkem Gefälle angewendet, und zwar bei einem Gefälle von $1 : 2^1/_2$, wenn grobes Geschiebe den Untergrund des Flußbettes bildet, bei leichter beweglichem Bodenmaterial auch schon hei schwächerem Gefälle.

Die Abb. 30 bis 32 zeigen den vollständigen Ausbau eines Wildbaches mit massiven Sperren nebst gepflasterter Sohle (Schale) und gepflasterten Uferböschungen.

4. Der Wildbach in seinem Unterlauf.

Durch die Geschiebebewegung voraufgegangener Zeiten sind die Täler größerer Flüsse im Hochgebirge mit Trümmern, Gerölle, Sand und verwittertem urbarem Boden ausgefüllt, so daß der Boden derselben ziemlich eben erscheint. Dieses Gelände mit geringem Gefälle durchfließt der Wildbach auf seinem unteren Lauf. Oben in der engen Gebirgsschlucht betrug das Gefälle 1:2 und am Fuß der Gebirgskette vielleicht noch 1:10 oder 1:20. Dann folgt der Unterlauf mit einem Gefälle von nur etwa 1:100. Auf dieser unteren Strecke ist die Schlepp- oder Stoßkraft des Flusses nun zu klein, als daß er ohne baulichen Eingriff die Geschiebe weiter zu tragen vermag, welche er trotz der Wildbachverbauung noch mit sich führt. Hier gilt es, das Produkt aus $\frac{h}{l}$ und t und damit die Stoßkraft zu mehren. Die Folgen, welche entstehen, wenn dies nicht geschieht, sind S. 86 geschildert.

a) *Vergrößerung der Stoßkraft.*

α) Durch Verkürzung der Lauflänge l und damit Steigerung des relativen Gefälles $\frac{h}{l}$, in welchem Bruch der Zähler h festliegt. Der Betrag h ist durch die Natur gegeben; vgl. Abb. 33: Ersatz der alten Visp durch einen gegrabenen neuen Lauf.

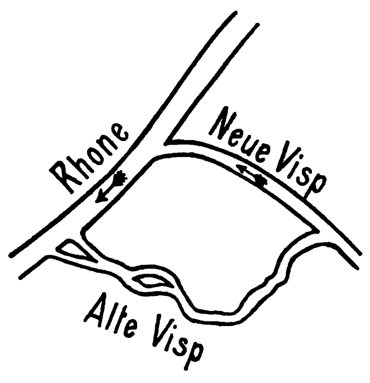


Abb. 33. Nach v. Salis.

β) Durch Einschränkung der Breite und dadurch erreichte Vermehrung der Wassertiefe t.

Es sind am Fluß seitlich Deiche aufzuführen, welche eine zu große Ausbreitung des Wassers verhindern. Gleichzeitig werden so die angrenzenden fruchtbaren Gefilde vor Überschwemmung geschützt. Häufig liegt die Sohle derartiger Geschiebe führender Wildwasser ebenso hoch oder noch höher als daneben die Geländeoberfläche. Bisweilen sind die Dämme teilweise aus Stein hergestellt und zwar aus Felsstücken, welche der Sohle des Flusses entnommen wurden; ihre inneren Böschungen sind durch Pflaster oder Mauerwerk zu schützen.

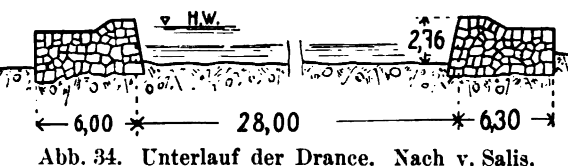


Abb. 34. Unterlauf der Drance. Nach v. Salis.

b) *Ausbau der Mündung.*

Die Einmündung der Zuflüsse hat zumal dann unter spitzem Winkel zu erfolgen, wenn der Nebenfluß im Vergleich zum Hauptfluß nicht unbedeutend ist. Anderenfalls würde die Strömung des Nebenflusses das gegenüber liegende Ufer stark angreifen. Ein Winkel von etwa 30^0 ist nach v. Salis zu empfehlen; vgl. Abb. 35. Eine allzu tangentiale Einführung, wie z. B. bei der Drance, bedingt Profilverbreiterung für den

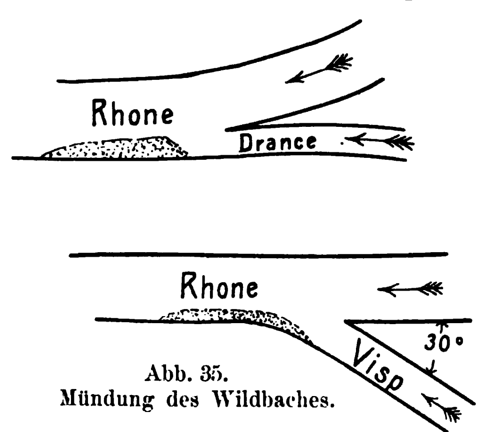


Abb. 35. Mündung des Wildbaches.

Hauptfluß auf zu langer Strecke. Hat der Nebenfluß Kleinwasser, so bildet sich dort ein toter Winkel, Ablagerungen entstehen, welche unterhalb der Drance in der Rhone bedeutender sind als unterhalb der mit größerem Winkel einmündenden Visp. Die Bildung derartiger Ablagerungen erfolgt besonders dann, wenn der Hauptfluß noch kein Hochwasser führt, während der Nebenfluß stark angeschwollen ist und viel Geschiebe bringt. Die Entstehung der Ablagerung läßt sich zunächst nicht verhindern; es ist aber zu erstreben, daß der Hauptfluß hinterdrein die Geröllmassen wieder fortschafft.

Über Dückeranlagen zur Unterführung der Entwässerungsgräben, und zwar am Schnittpunkt mit dem Unterlauf eines Wildbaches, vgl. Abb. 40.

c) *Geschiebe-Ablagerungsplätze.*

Für vollständig ausgebaute Wildbäche genügt meistens als Ablagerungsglatz für Geschiebe der Raum vor den aufgeführten Sperrmauern. Später, wenn die Verbauung ihre günstige Wirkung längere Zeit ausgeübt hat, hört die Führung des groben Geschiebes auf. Alsdann ist der Wildbach befähigt, das immerhin auch jetzt noch mitgebrachte kleine Geschiebe in den Hauptfluß abzuführen. Dort wird dasselbe durch Verschleiß und Verwitterung allmählich verkleinert, auch lagert sich dasselbe häufig in einem See ab, den der Hauptfluß durchströmt.

Wo in der Nähe eines Sees der natürliche Lauf eines Wildbaches in einen Fluß führt, der bis weithin abwärts unter der Geschiebeführung des Wildbaches zu leiden hat, lenkt man diesen bisweilen so ab, daß er fortab seine Geschiebe dem See zuführt, und daß sein Wasser dann, so gereinigt, als Abfluß des Sees den alten Lauf erreicht.

Ferner baute man am Fuß wilder Bäche, deren vollständiger Ausbau zu kostspielig oder erfolglos erscheinen mochte, auf flachem Gelände am Austritt des Gewässers aus der Schlucht Geschiebe-Ablagerungsbecken. Diese bestehen aus einem ringsum eingedeichten Platz von einigen hundert Metern Länge und erheblicher Breite. Hier setzt sich das Geschiebe nun in dicker Schicht ab, anstatt, sich selbst überlassen, weit ausgedehnte Flächen in dünner Schicht zu bedecken und sie der Kultur zu entziehen.

Am Fuß des Pilatus, eine halbe Stunde vom Bahnhof der Pilatusbahn, befindet sich z. B. ein derartiger Ablagerungsplatz, rings von fruchtbaren Wiesen umgeben.

Bisweilen sind auch natürliche Ablagerungsflächen ohne künstlichen Eingriff gelassen worden, z. B. auf mehrere tausend Meter

Länge im Rhonetal an und unterhalb der Mündung des Illgrabens bei Leuk; vgl. Abb. 36. Eine geordnete Kultur ist dort unmöglich. Man hat einfach den Talboden für die Ablagerung der Geschiebe des Illgrabens geopfert, und wild türmt sich dort das Gestein übereinander.

B. Der Flußbau in Hochgebirgstälern.

Literatur über den Flußbau in Hoch- und Mittelgebirgstälern.

1. von Salis vgl. S. 85, desgl. 2. Weber von Ebenhof und 3. Ballif vgl. S. 85.
4. Handbuch der Ingw., 2. Aufl., III, 2. Abt., XII. Kap., S. 235—252; 3. Aufl., III, 2. Abt., 1. Hälfte, XI. Kap., S. 463—482. (4. Aufl., III, VI. Band, III. Kap.; in Vorbereitung.)
5. Weber von Ebenhof, Regulierung der March. Verlag: Spielhagen & Schurig, Wien, Kumpfgasse 7.
6. Hochenburger, Über Geschiebebewegung und Eintiefung fließender Gewässer. Verlag: Wilh. Engelmann, Leipzig.
7. Heft 5 der Beiträge zur Hydrogr. d. Großh. Baden. (Flußbau im Mittelgebirge.) Ausbau der Schwarzwaldflüsse.

1. Das Längengefälle.

Während die Wildbäche im Hochgebirge ein Gefälle 1:2 bis 1:20 aufweisen, beträgt das Gefälle im Hauptfluß des breiten Tales nur 1:150 bis 1:1000. Die Stoßkraft des Wassers ist dort klein und die Gefahr einer Geschiebeablagerung und Aufhöhung der Sohle vorhanden, zumal, wo ein Wildbach mündet. Vgl. Abb. 36. Daselbst ist das Gefälle der Rhone oben 1 : 500. Dann wirft das Wildwasser des Illgrabens bei Leuk sein Geschiebe in den Fluß. Die Sohle höht sich also auf; mithin nimmt das Gefälle oberhalb ab und unterhalb zu, da die Geschiebemassen wie ein Wehr wirken. Die gröbsten Felsstücke bleiben liegen, Material mittlerer Größe wird bei dem Gefälle 1 : 90 weiter gefördert; es geht allmählich zu Bruch, ferner tritt Verschleiß ein. Das feinere Geschiebekorn kann nun auch bei dem Gefälle 1:400 und 1:600 fortbewegt werden. Darauf wirft weiter unterhalb wieder ein Wildbach sein Gerölle in den Hauptfluß, dessen Gefälle dadurch zunächst

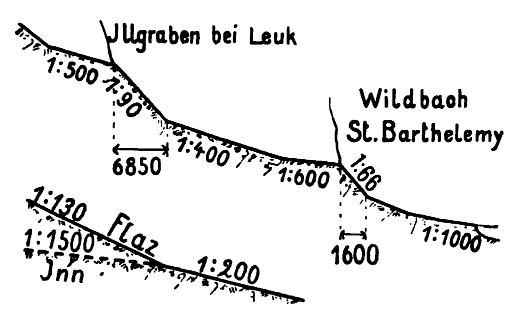


Abb. 36. Nach v. Salis.

auf 1:66 wächst, um hernach allmählich bis auf 1:1000 abzunehmen.

Diesem entgegen bewirkt der Hinzutritt eines Gewässers mit wenig Geschiebe und viel Wasser eine Verminderung des Gefällbedürfnisses. So zeigt die Flaz (vgl. Abb. 36) vor ihrer Vereinigung mit dem wasserreichen und an Geschiebe armen Inn das Gefälle 1:130, während das Gefälle des vereinigten Laufes nur 1:200 beträgt.

2. Das einfache Profil (profil simple) und das Doppelprofil (profil double).

Wo dem Fluß die Fortschaffung der von oberhalb und von den Seiten zugeführten Geschiebe Schwierigkeiten bereitet, ist das einfache Profil anzuwenden. Das Hochwasser wird in einer verhältnismäßig schmalen und daher tiefen Rinne zusammengefaßt; seine Stoß- oder Schleppkraft ist also, wie erforderlich, groß. Den vom Hochgebirge kommenden Flüssen hat man daher bis in die Ebene hinab fast überall ein einfaches Profil gegeben; vgl. Abb. 37: der Inn bei Samaden.

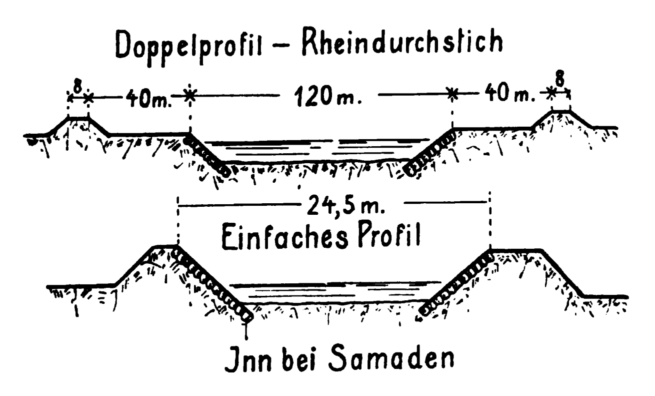


Abb. 37. Nach v. Salis.

Ein Nachteil dieses einfachen Profiles besteht aber darin, daß die Hochwasserströmung mit ihrer vollen Geschwindigkeit bis unmittelbar an die Deiche herantreten kann. Diese sind daher besonders stark zu sichern, wodurch erhebliche Kosten entstehen.

Wo die Geschiebeführung nicht mehr so bedeutend ist, daß ein einfaches Profil erforderlich wäre, verwendet man besser das Doppelprofil; vgl. Abb. 37.

Die Deiche sind durch breite Vorländer vom Mittellauf getrennt. Über den Vorländern ist die Wassertiefe und mithin die Wassergeschwindigkeit weit kleiner als im Mittellauf. Die Deiche erleiden daher hier geringeren Angriff als bei dem einfachen Profil.

Ferner ist das mittlere und kleine Wasser in engerer Rinne zusammengefaßt, was für die Erhaltung einer regelmäßigen Gestalt des Flußprofiles von Vorteil ist. In einem zu breiten Bett beginnt ein Gewässer leicht in unregelmäßiger Weise hin und her zu schlängeln. Endlich ist auch der Geländestreifen, welcher der Kultur entzogen wird, bei dem Doppelprofil kleiner, denn auf den Vorländern entwickelt sich meistens ein üppiger Graswuchs. Daher ist es also auch wirtschaftlich statthaft, die Vorländer recht breit zu halten, woraus sich eine Verminderung der Hochwasserhöhe ergibt. Das aber ist von Vorteil, wo die Stoßkraft bei Hochwasser andernfalls so stark würde, daß sie Sohle und Ufer des Flusses anzugreifen vermöchte. Abb. 37 bietet das Beispiel der Anwendung eines Doppelprofiles am unteren Lauf des Rheines auf Schweizer Gebiet vor dessen Eintritt in den Bodensee.

3. Buhnen (éperon, wharf) als Uferschutz.

Ein Vorland ist nur dort von Vorteil, wo auf demselben eine gute Grasnarbe gedeiht. Das setzt aber zur warmen Jahreszeit ein Auftreten mittlerer Wasserstände voraus. Es muß die Vorlandoberfläche mindestens 0,5 m über dem Wasserstande zu warmer Jahreszeit liegen. Das Gras darf im Sommer gelegentlich nur etwa bis zu acht Tagen in einer Folge unter Wasser geraten, anderenfalls fault es. Wo nun aber, wie an der Rhone, durch die Schneeschmelze gerade zu Anfang des Sommers hohe Wasserstände vorherrschen, ist ein Vorland durch Grasnarbe nicht zu schützen. Dort hat man Buhnenbauten als Ersatz desselben verwendet; vgl. Abb. 38. Die zum Mittellauf schräg abfallende Buhne verweist das Kleinwasser auf eine Rinne von beschränkter Breite; sie bricht ferner die Wassergeschwindigkeit nahe dem Deich und schützt diesen vor gefahrbringendem Angriff.

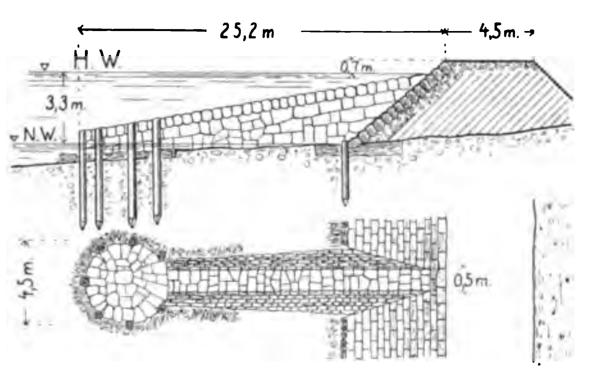


Abb. 38. Buhnen in der Rhone oberhalb des Genfer Sees. Nach v. Salis.

4. Der Bauvorgang am Hochgebirgsfluß.

Um die Ausbildung eines regelmäßigen Flußlaufes unter Aufwendung tunlichst geringer Mittel zu ermöglichen, pflegt man die Arbeitsfähigkeit der Strömung auszuwerten. Abb. 39 zeigt diese Bemühungen. Der Rhein in Graubünden bewegte sich in wildem Lauf zwischen höherem Ufer und unregelmäßigen, unvollkommenen Dämmen, sogenannten Wuhren, hin und her schlängelnd.

Auf der Strecke des projektierten Laufes entfernte man zunächst das gröbere Geschiebe. Man benutzte diese Steine, um niedrige Längsbauten und Querbauten *cd* und *fe* herzurichten.

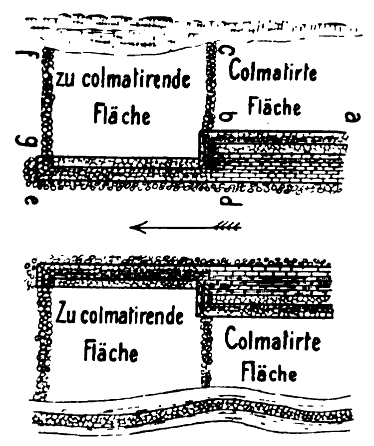


Abb. 39. Rhein in Graubünden. Nach v. Salis.

Kolmatierte Fläche — surface colmatée.
Zu kolmatierende Fläche - surface à colmater.

Die nächsten Hochwasser fanden so an den Seiten erschwerten und auf der Mittelstrecke erleichterten Abfluß; sie setzten seitwärts ihr Geschiebe ab, da sich dort kleinere Geschwindigkeiten ergaben, während sich der Mittellauf vertiefte.

Die Aufhöhung der Seitenflächen, Kolmation genannt, schritt stetig fort. Die ferneren Uferbauten *a*—*b* konnten nun auf dem schon erhöhten Gelände als Basisfläche errichtet werden; sie fielen weniger kostspielig aus, als wenn auf tiefem Grunde hätte gebaut werden müssen. Dasselbe gilt von einer nachträglichen Erhöhung der Querbauten. Im Schutz der oberen, einer Überflutung teilweise oder ganz entzogenen Fläche, schritt nun die Aufhöhung des Seitengeländes flußabwärts stetig fort. Um aber die Vollendung des Ausbaues der ganzen Flußstrecke in nicht zu ferne Zeit zu rücken, wurde mit derartigen Arbeiten an mehreren Stellen des Flußlaufes begonnen.

5. Die Anlage von Durchstichen.

Wo der wilde Flußlauf sich schon ein Bett gegraben hat, wird man dieses alte, sich zwar vielfach windende Bett tunlichst für den neuen Lauf mit benutzen. Man sucht die brauchbaren, mehr geschlossen verlaufenden Strecken aus und verbindet sie durch eine künstlich eingelegte Grade, den sogenannten Durchstich, welcher die

stärksten Flußwindungen abschneidet. Da im Hochgebirgstal der Fluß überall Geschiebe absetzen und die Sohle aufhöhen will, ist die Anlage von Durchstichen fast stets erwünscht. Durch diese Abkürzung des Laufes erhöht man das relative Gefälle und damit die Stoßkraft des Wassers.

Weiterhin im unteren Lauf, in der Ebene, wo der Fluß schon vollständig bebaute Gelände durchströmt, ist die Anlage von Durchstichen mit erheblichen Kosten verbunden. Dieselben unterblieben dort oft längere Zeit, bis deren Ausführung sich doch als notwendig erwies. Vgl. Abb. 37, S. 96, die Rheindurchstiche oberhalb des Bodensees[1]) auf Schweizer Gebiet und an der Grenze Österreichs.

Durchstiche werden am unteren Lauf der Flüsse dort ausgeführt, wo oberhalb derselben die mittleren und höheren Wasserstände gesenkt werden sollen. Zu hohe Wasserstände erschweren die Entwässerung, begünstigen Versumpfung und bilden zu Hochwasserzeiten eine große Gefahr für die hinter den Deichen belegene Niederung. Die Wirkung der Durchstiche ist unter D: „Besondere Bauweisen", noch genauer behandelt.

6. Entwässerungsanlagen.

Nachdem der Lauf der Flüsse festgelegt und das Gelände gegen Überflutung durch Hochwasserdeiche gesichert ist, wird noch für eine geordnete Entwässerung der Flußtäler gesorgt. Es ist auf S. 86 schon hervorgehoben, daß Gebirgstäler, sich selbst überlassen, der Versumpfung anheim fallen. Die Flußläufe sind nicht tief genug eingebettet, da sich die Sohle in ihnen immer aufhöhen will. Nur selten aber ist es möglich, durch die Korrektion des Hauptflusses seinen Mittel- und Hochwasserspiegel zu senken. Daher liegt auch der Wasserspiegel der Nebenflüsse in ihrem unteren Lauf zu hoch, um die Entwässerung zu ermöglichen; vgl. Abb. 34. Da hat man nun, wie an der Drance gezeigt ist, zu verfahren. Hinter dem Deich, welcher das Hochwasser des Hauptflusses von dem fruchtbaren, flachen und niedrig belegenen Talboden fernhält, läuft ein Entwässerungskanal, tief eingeschnitten, mit einem niedrigen Wasserspiegel. In ihn münden Seitengräben, welche das Gelände entwässern. Das Gefälle des Kanales wird so gering gewählt, daß einige tausend Meter flußabwärts der Spiegel des Hauptflusses, welcher stärkeres

1) Vgl. Beger und Binder, Die Korrektion des Rheins auf dem österreichischen und schweizerischen Gebiet. — Projekte. — Försters allgem. Bauzeitung 1872, S. 134—181.

Gefälle besitzt, auch bei hohen Wasserständen niedriger liegt, als der Kanalwasserspiegel. Hier kann der Entwässerungskanal, der auf der unteren Strecke einzudeichen ist, in den Hauptfluß münden. Er dient dann nicht mehr zur Entwässerung; denn ein anderer Entwässerungskanal mit tiefer belegenem Wasserspiegel hat dort landwärts von ihm begonnen. In diesen münden die Gräben. Wo ein Entwässerungskanal dem Hauptfluß zuströmende Bäche und Flüsse kreuzt, wird er mittels Dükerstollens unter deren Sohle hindurchgeführt. Abb. 40 zeigt eine derartige Anlage. Bei der Mündung vereinigen sich die Deiche des Haupt- und Nebenflusses; die entstehende Spitze ist abgepflastert.

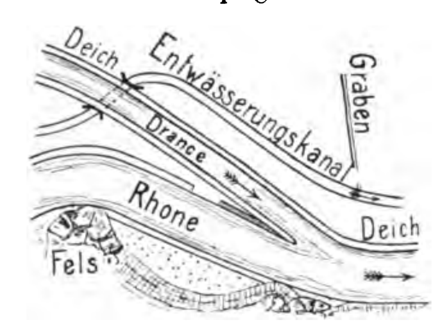


Abb. 40. Entwässerungskanal mit Düker. Nach v. Salis.

In der Abbildung fehlt da ein Strich, so daß es erscheint, als wäre eine Deichlücke vorhanden, was jedoch nicht der Fall ist.

C. Der Flußbau im Mittelgebirge.

1. Allgemeines. (Über Literatur vgl. S. 95.)

Im Mittelgebirge, dessen Höhen sich etwa bis zu 1000 oder 1500 m und nur vereinzelt darüber hinaus erheben, fällt die Wildbachverbauung fast ganz fort. Die Hänge sind bewachsen, Schutthalden sind kaum vorhanden oder von nur geringer Ausdehnung.

In der engen Schlucht auf felsigem Untergrunde bleiben die Bäche sich selbst überlassen; sie können dort kaum irgendwie Schaden anrichten. Wo Wege oder Eisenbahnen den Bach berühren, wird allerdings ein kräftiger Uferschutz erforderlich. Besser ist es zwar, die Verkehrsstraßen etwas abseits vom wilden Bach so hoch zu legen, daß dieser die Böschungen ihrer geschütteten Dämme nicht erreichen kann.

Erst dort, wo die Bäche in ein breiteres Haupttal münden und sich zu einem Fluß vereinigen, beginnt ein technischer Eingriff. Es gilt, wie vorn für das Hochgebirgstal beschrieben, den Wasserlauf zweckmäßig zu leiten, so daß er nicht mehr hin und her schlängelt, ferner seinen Lauf zu kürzen, um sein relatives Gefälle und damit seine Stoßkraft zu erhöhen. Dann vertieft sich sein Bett. Eine Entwässerung des Geländes nach dem Fluß hin kann nunmehr er-

folgen. Das Hochwasser erhebt sich jetzt nicht mehr so hoch über Geländeoberfläche. Das ist von großem Vorteil, wachsen doch mit der Höhe des Hochwasserstandes die Gefahren der Überschwemmung bedeutend, ebenso wie die Kosten für erforderliche Deichanlagen und für alle Schutzmittel gegen die spülende Gewalt des Wassers.

Das Großherzogtum Baden ging mit dem Ausbau seiner Flüsse den meisten Staaten voran; seine Ausführungen dienten vielfach als Vorbild. Es war das Verdienst Tullas, die kulturelle Bedeutung einer Korrektion der Schwarzwaldflüsse sowie des Oberrheins in das richtige Licht zu setzen und einen wohldurchdachten Plan für die zweckmäßigste Bauart zu entwerfen. Seit 1842 ist in den Tälern des Schwarzwaldes der Flußbau gepflegt worden, seit einem Jahrzehnt sind die Arbeiten als fast vollendet zu betrachten. Eine vorzügliche Beschreibung[1]) dieser Ausführungen ist von der Großherzogl. Oberdirektion für Wasser- und Straßenbau in Karlsruhe durch Honsell herausgegeben. Auch Tullas leitende Gedanken sind dort mitgeteilt; sie behalten für das Studium des Wasserbaues dauernden Wert.

Aus diesem Grunde und weil mir durch die Fürsorge des technischen Leiters der Oberdirektion vor Jahren die Gelegenheit gegeben wurde, im Anschluß an die sich zweimal im Jahre wiederholende Flußschau jene Bauten kennen zu lernen, bespreche ich hier die baulichen Ausführungen an den badischen Schwarzwaldflüssen, und zwar als ein Beispiel für den Ausbau von Flüssen der Mittelgebirgstäler.

Die baulichen Ausführungen an den Schwarzwaldflüssen Badens haben einen Kostenaufwand von etwa 20 Millionen Mark veranlaßt. Auf 1 km korrigierter Flußstrecke macht das 60 000 Mark.

Die jährlichen Kosten betragen für 1 km korrigierten Flußlaufes etwa:

a) an Zinsen von jenen 60000 Mark bei 4%	2400 Mk.
b) für Unterhaltung	400 „
zusammen an Jahresausgaben =	2800 Mk.

Als Beispiel eines Schwarzwaldflusses sei über die Wutach folgendes mitgeteilt: Lauflänge 87 km, mittleres Gefälle 1:109, im oberen Teil 1:33, im Bereich der Korrektion 1:200; Niedrigwassermenge an der Mündung etwa 5 cbm; Hochwassermenge 800 cbm. Auf einer Strecke mit dem Gefälle 1 : 190 ist die Wassergeschwindigkeit bei Hochwasser im Mittellauf bei 3,3 m Tiefe

1) Heft 5 der Beiträge zur Hydrographie des Großherzogtums Baden.

zu 6,3 m geschätzt, auf den Vorländern bei 2,0 m Tiefe zu 3,4 m. Sohle 21 m breit, Mittellauf 0,9 m Uferhöhe, Böschungen 1 : 2, Vorländer 14,5 m breit, Neigung 1 : 25, Deiche 0,7 über Hochwasserhöhe, Kronenbreite 2,4 m, Böschungen 1 : 2. Ganze Breite zwischen Deichkroneninnenkante 66 m. Stoßkraft über dem Vorlande bei Hochwasser 10,5 kg/qm, im Mittellauf 17,4 kg/qm.

2. Die ersten Ausführungen.

Unter tunlichster Benutzung der vorhandenen Flußarme und der von diesen und den eingeschlossenen Kiesfeldern bedeckten Geländeflächen wird ein Entwurf für eine geschlossene und gestreckte Form des neuen Flusses ausgearbeitet; vgl. Abb. 41.

Der bauliche Eingriff beginnt mit dem Bodenaushub für Durchstiche. Es werden Gräben hergestellt, welche von unterhalb nach oben vorgetrieben werden und bei Eintritt des Hochwassers sich

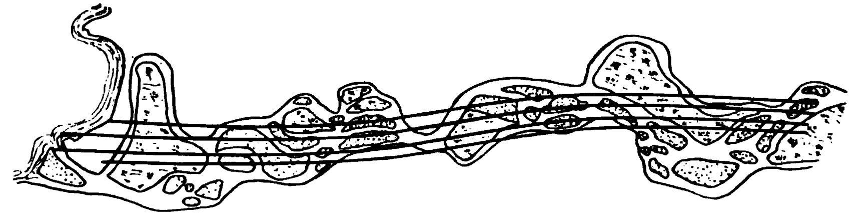


Abb. 41. Korrektion eines wilden Flußlaufes.

zum Hauptlauf erweitern. Der gewonnene Boden wird für die erste Anlage von Deichstrecken ausgewertet. Da es zunächst an Boden zur Herstellung geschlossener Deichlinien fehlt, bringt man am Ort und landwärts der projektierten Deichlinien Weidenbuschwerk an. Dieses hemmt die Strömung, schützt also das seitwärts gelegene Gelände, es wirkt der Bildung neuer wilder Arme entgegen. Der Busch begünstigt durch seine die Wassergeschwindigkeit verzögernde Wirkung auch die Ablagerung von Gerölle und feineren Sinkstoffen, so daß sich das Gelände an den Seiten des Flusses da aufhöht, wo später die Deiche gebaut werden sollen.

In Abb. 41 geben die äußeren Linien der dort gezeichneten vier Parallelen die Richtlinien der projektierten Deiche an, die zwei inneren die projektierten Ufer des Mittellaufes. Das Doppelprofil ist für die Flüsse der Täler des Mittelgebirges vorwiegend geeignet; vgl. S. 96. Die Schneeschmelze ist so früh beendet, daß zu warmer Jahreszeit der Mittellauf für die Wasserführung genügt. Die Vorländer sind dann nur kurze Zeit überflutet, so daß eine kräftige

Grasnarbe sich auf ihnen entwickeln kann; vgl. S. 97. Auch reicht der Mittellauf aus, die Fortschaffung der mäßigen Geschiebemengen zu bewirken. Nur dort, wo im oberen Lauf ein Fluß in das Gelände tief einschneidet, wird man das einfache Profil verwenden.

Die Anlage der Durchstiche beginnt mit der Einengung der alten Arme an ihrem oberen Teil unter Benutzung von Buschbauten, damit jenen hinfort nicht so viel Wasser zuströme, dieses vielmehr seinen Weg in den neuen gestreckteren, aber noch engen Lauf wählt. Erst mit fortschreitender Vertiefung und Verbreiterung der neuen Strecken ist es statthaft, die alten Arme mehr zu schließen, andernfalls würde das Hochwasser gefährlichen Anstau erleiden und vielleicht seitwärts ausbrechen.

Frühzeitig beginnt auch ein Ausbau der Ufer des Mittellaufes an denjenigen Stellen, wo die Strömung das Ufer angreifen will, also zumal auf der hohlen Seite in Flußkrümmungen sowie am oberen Teil der Durchstiche. Dann wird der Fluß seinen Mittellauf nicht übermäßig verbreitern.

Mit einer völlig bindenden Festlegung der Flußbreite hält man zweckmäßig zurück, da die vorteilhafteste Breite nur auf Grund gewonnener Erfahrungen bestimmt werden kann. Die Uferbauten werden daher zu Beginn in billigerem, mithin auch leichter vergänglichem Material als Busch-, d. h. als Faschinenbau, hergestellt; vgl. die nachfolgenden Abbildungen: Faschinenwerk, — fascinage, — fascine-work.

3. Der weitere Ausbau und Unterhaltungsarbeiten.

Auch wenn nach Jahrzehnten eine Flußkorrektion im ganzen fast vollendet ist, verbleibt noch mancherlei Arbeit. Einige Beispiele mögen das erläutern; sie sind Skizzen entnommen, welche ich gelegentlich meiner Studienwanderungen an den schönen Flüssen Badens im Jahre 1889, also fast 50 Jahre nach Beginn des ersten baulichen Eingriffes, gemacht habe. Auch die Darstellungen verschiedener Wehrbauten im dritten Abschnitt tragen zur Bereicherung der Anschauung über den Flußlauf bei.

a) *Der Ausbau des Vorlandes.*

Das Vorland zwischen Mittellauf und Deichfuß liege zu tief; eine Grasnarbe vermag sich auf demselben dann nicht zu bilden. Die ungeschützte Oberfläche würde durch die Strömung angegriffen werden. Es besteht die Gefahr, daß der Fluß bei Hochwasser den Mittellauf verlassen wird, um sich ein neues wildes Bett im Vor-

lande zu suchen. Dann würde auch der Deich gefährdet und der Nutzen der ganzen Korrektion in Frage gestellt sein. Derartig tief liegendes Vorland ist daher einmal besonders zu schützen und weiter zu erhöhen. Den Schutz bildet hier in Abb. 42 toter Busch, eine sogen. Rauhwehrlage, welche durch Pfähle mit Flechtzäunen am Boden befestigt ist. Die Zäune wie die massiven Bauten Q laufen quer zum Vorlande vom Deichfuß zum Mittellauf. Durch die Flechtzäune ist die Wasserbewegung auf dem Vorlande verzögert. Infolgedessen lagern sich nun Sinkstoffe ab, und das Vorland bildet sich allmählich bis zur Oberkante der Flechtzäune und Querbauten aus. Dann tritt Besamung durch Gras ein. Später, wenn die Flechtzäune verfault sind, geben die Querbauten einen dauernden Schutz. Es kann nämlich immerhin noch eintreten, daß der Fluß bei Hochwasser auf einer Strecke die Grasnarbe fortreißt, sei es, daß der Graswuchs dort schon vorher gelitten oder daß sich eine Kiesbank im Mittellauf gebildet hatte, welche die Hauptströmung auf das Vorland ablenkt. Dann entstehen Kolke, welche aber in ihrer Vergrößerung durch den nächsten Querbau Q begrenzt sind.

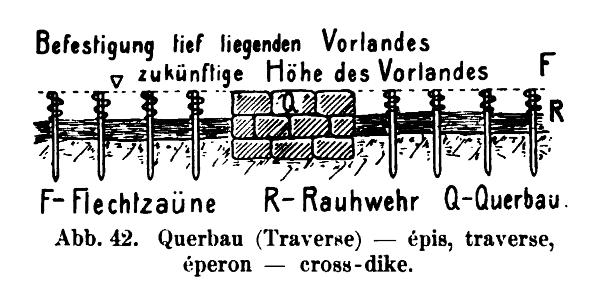


Abb. 42. Querbau (Traverse) — épis, traverse, éperon — cross-dike.

Abb. 43 zeigt den Anschluß eines solchen Querbaues an den Deichfuß. Solange die Oberfläche des Vorlandes tief liegt, rauscht das Wasser bei höheren Ständen über die Querbauten hin, dort stärker strömend.

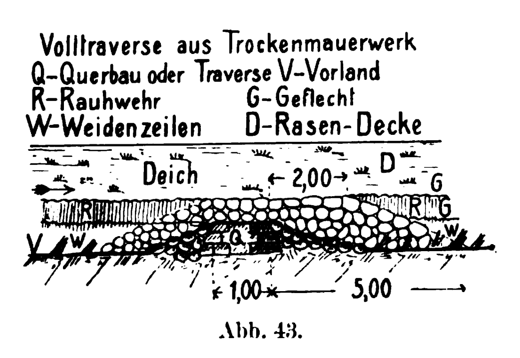


Abb. 43.

Der Deichfuß, der ohnehin hier auf ganzer Länge im unteren Teil, wo sich keine Grasnarbe bildet, durch Rauhwehr und Geflecht geschützt sein muß, erhält an der Wurzel des Querbaues, d. h. dort, wo dieser an den Deich anschließt, eine Sicherung durch Pflaster. Auf dem Vorlande sind hier Weidenzeilen gepflanzt, sie wirken so, wie in Abb. 44 das Rauhwehr und die Flechtzäune. Über die Weidenbepflanzung vgl. auch Abb. 47.

Einen leichteren Vorlandschutz zeigt Abb. 44. Das Vorland hat da schon fast die erstrebte Höhe erreicht, auch ist der Angriff der Strömung hier geringer. Es sind daher statt der Querbauten Q nur Steinbänder als Querschutzmittel verwendet. An Stelle der Flechtzäune sind Drähte getreten, welche sich um die Pfahlköpfe winden.

Die Büsche werden mit den Stammenden flußauf verwendet. Die Flächen sind vorher besamt. Nach etwa fünf Jahren vergeht der Busch, das Vorland ist dann aufgehöht und mit Gras bewachsen. Das Ufer des Mittellaufes hat in Abb. 44 schon durch Pflaster dauernden Schutz erhalten.

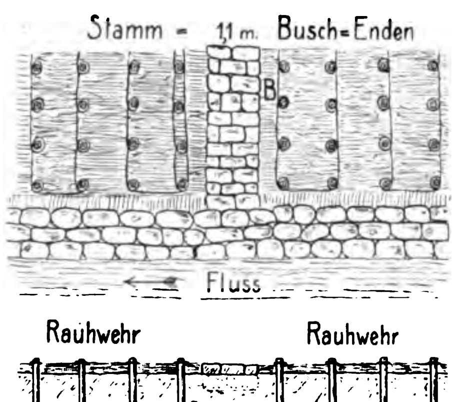


Abb. 44.

b) *Die Grasnarbe zum Schutz des Vorlandes.*

Eine gute Grasnarbe setzt das Vorhandensein von fruchtbarem Boden und eine Höhenlage des Geländes von mindestens 0,5 m über Sommermittelwasser voraus. Gras darf zu warmer Jahreszeit höchstens acht Tage in einer Folge unter Wasser geraten, andernfalls fault es. Wo der Boden noch unfruchtbar ist, z. B. aus Kies besteht, kann auch bereits Gras gesäet werden. Der entstehende spärliche Graswuchs begünstigt zwar schon die Ablagerung fruchtbarer Sinkstoffe, ein vorübergehender Schutz ist aber nebenher noch erforderlich; Abb. 44.

Bei gutem Boden kann die Grasnarbe einer Stoßkraft oder Reibung des Hochwassers bis zu 10 kg/qm Widerstand leisten, ohne Schaden zu nehmen. Es ermittelt sich mithin bei einem Gefälle $\frac{h}{l} = \frac{1}{300}$ die Höhe, bis zu welcher die Strömung etwa über das Vorland hingehen darf, nach der Gleichung, vgl. S. 49:

$$\frac{h}{l} \cdot t \cdot 1000 = 10$$

$$t = \frac{10}{1000} \cdot \frac{l}{h} = \frac{10}{1000} \cdot \frac{300}{1}$$

$$t = 3{,}0 \text{ m.}$$

Bei einem Gefälle 1 : 50 ergibt sich nur t = 0,5 m. Für eine wenig gute Grasnarbe auf minder fruchtbarem Boden sind nur kleinere Werte t noch zulässig.

c) *Vorlandpflaster in Konkaven.*

Besonders gefährdet ist das Vorland an einem stark konkaven Ufer; vgl. Abb. 45. Die starke Strömung des Mittellaufes will geradeaus eilen, sie wird daher bei höheren Wasserständen am hohlen Ufer über das Vorland treten und dasselbe angreifen. Die Stoßkraft des Wassers ist dort dann stärker als die Formel ergibt, da dieses Wasser große Geschwindigkeit in dem tieferen Mittellauf erlangt hat. An solchen Stellen ist bisweilen eine Abpflasterung des Vorlandes erforderlich; vgl. Abb. 45. Dieser Schutz beginnt vor der stärksten Krümmung und reicht von der Mitte derselben weiter flußabwärts als flußauf. Auf dem konvexen Ufer genügen Steinbänder oder nur einfach Grasnarbe ohne Querschutzstreifen.

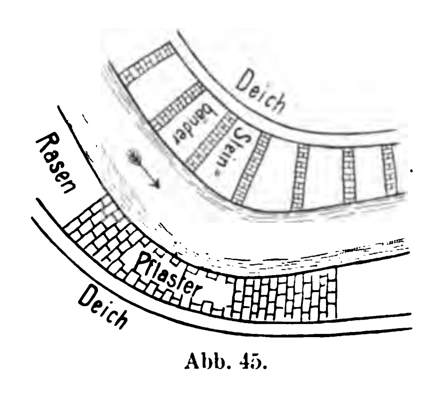


Abb. 45.

Allzu starke Krümmungen sind natürlich tunlichst zu vermeiden; ein Umbau wäre in manchen Fällen erwünscht. Wo aber der Mittellauf durch den Ausbau gepflasterter Ufer schon festgelegt ist, fallen die Kosten für einen Umbau zu groß aus. Allerdings hat man in solchen Fällen nachträglich wenigstens dem Lauf des Hochwassers einen gestreckteren Weg gegeben, indem eine entsprechende Verlegung der Deiche ausgeführt ist. Vom Vorland bleibt dann am hohlen Ufer nur ein schmaler Streifen, während es drüben breit ausfällt; vgl. Abb. 45.

d) *Vorlandpflaster unter und neben Brückenpfeilern.*

Bei Brücken bildet sich oft ein das Flußbett gefährdender Stau, um so mehr, wenn sich Buschwerk, Holz und Heu vor die Pfeiler legt und die freie Öffnung verengt. Die in der verbleibenden Öffnung dann entstehende sehr starke Strömung reißt leicht eine vorhandene Grasnarbe auf, so daß sich Kolke bilden. Die Vorländer sind daher vor und eine Strecke hinter der Brücke abzupflastern, desgl. die Deichböschungen. Pfeiler im Mittellauf sind mit grobem Steinwurf zu umgeben, zumal stromaufwärts; vgl. S. 75.

Zum weiteren Ausbau gehört auch der Ersatz eines Uferwerkes aus Faschinen (d. h. aus Busch) durch Pflaster; vgl. hier i.

e) *Behandlung von Kolken im Vorlande.*

Auch nach dem vollendeten Ausbau entstehen gelegentlich noch Kolke auf dem Vorland, welche beim Vorhandensein von Querbauten nur geringe Ausdehnung annehmen. Diese Kolke werden behandelt wie ein zu niedriges Vorland, indem dort Zwischen-Querbauten aufgeführt werden. Abbild. 46 zeigt einen derartigen Faschinenquerbau aus Buschlagen bestehend, durch Kies beschwert und durch Faschinenwürste sowie durch Pfähle zusammengehalten.

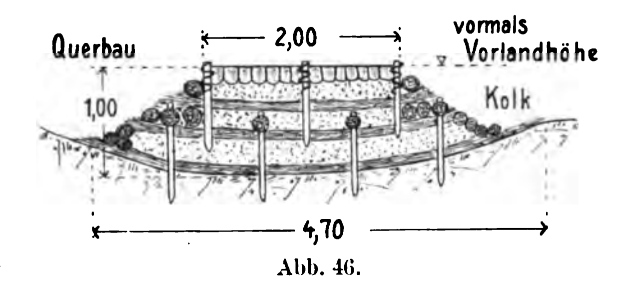


Abb. 46.

Der Rücken des Querbaues ist durch Pflaster auf Kies, zwischen Geflechten versetzt, geschützt. Auch die wunden Ränder des Kolkes werden durch Busch und Steinwurf befestigt. Die Sohle ist mit Weidenstecklingen zu bepflanzen, da Gras so tief nicht gedeiht. Der Boden gerät dort zu oft unter Wasser.

f) *Tieferlegung von Vorland.*

Vorstehendem ganz entgegen zeigt Abb. 47 eine Abtragung des Vorlandes. Dasselbe hatte sich im Lauf der Jahre zu stark erhöht, und der Abfluß des Hochwassers war somit gestört. Da ist nun das Vorland um 80 cm abgetragen, der wunde Deichfuß wird durch

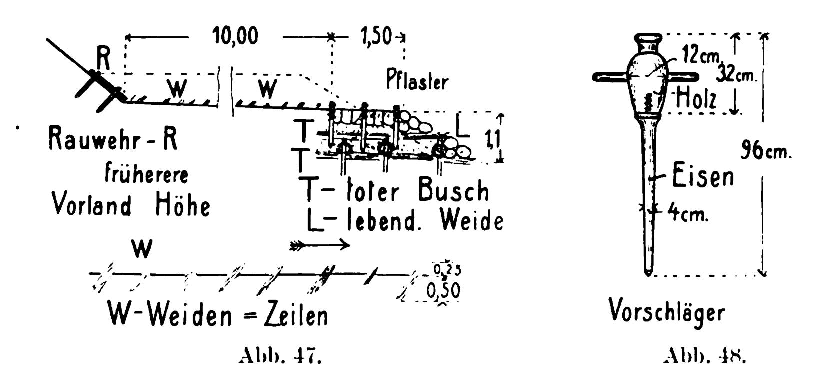


Abb. 47. Abb. 48.

Rauhwehr und das wunde Vorland durch Weidenzeilen geschützt. Das Ufer des Mittellaufes ist durch einen Faschinenbau befestigt. Eine Besamung durch Gras war in diesem Falle untunlich, da der Boden des Vorlandes aus unfruchtbarem Kies bestand; nur die Weide wächst hier noch.

Abb. 48 zeigt einen Vorschläger, welcher bei Buschbauten dort verwendet wird, wo sich die Pfähle in kiesigem Boden schwer einschlagen lassen. Es werden dann mit diesem Vorschläger unter Benutzung einer Holzkeule erst Löcher von kleinerem Durchmesser in den Boden getrieben.

g) *Bachmündungen.*

Das Hochwasser eines Zuflusses tritt oft früher ein als das Hochwasser des Hauptflusses. Der Wasserspiegel im Nebenfluß liegt infolgedessen kurz vor der Mündung verhältnismäßig hoch im Vergleich zum Spiegel des Hauptflusses. Ein starkes relatives Spiegelgefälle ist somit nahe der Mündung die Folge, woraus sich dann weiter große Wassergeschwindigkeiten ergeben. Daher ist die Mündung besonders gefährdet, und die Vorländer sind hier sorgfältig zu schützen. Pflaster am Deichfuß und der Deichspitze und Weidenzeilen auf den Vorländern kommen in Anwendung; vgl. Abb. 49.

Abb. 50 und 51 zeigen den Ausbau einer Vorlandspitze;

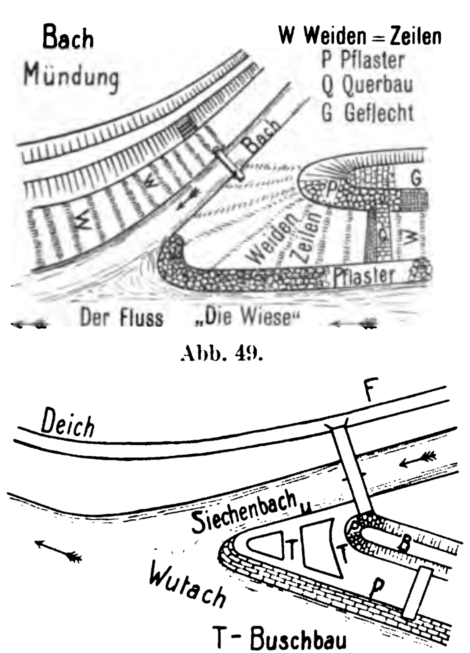


Abb. 49.

Abb. 50.

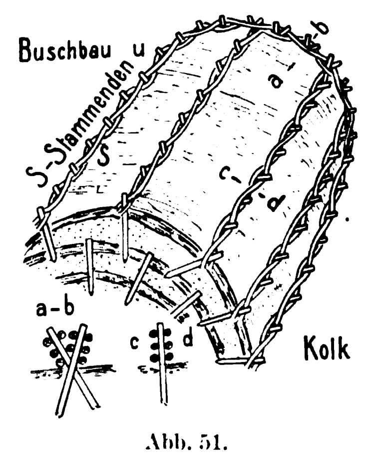


Abb. 51.

das Gelände liegt dort noch niedrig. Es sind zunächst nur die Ränder hergestellt und teils durch Pflaster geschützt. Die verbleibende, innen tiefer gelegene Fläche ist durch Querbauten *T* in einzelne Teile zerlegt. Die Strömung vermag in die kleineren Vertiefungen nicht einzutreten. Verlandung ist die Folge. Zuletzt liegt die Vorlandoberfläche überall in Höhe der Ufer- und Querbauten.

Abb. 51 zeigt die Ausführung eines derartigen Querbaues aus Faschinen und Kieslagen, durch Pfähle und oben auch durch Flechtwerk zusammengehalten.

Deichlücken werden im Schwarzwalde oberhalb der Bachmündungen im Hauptdeich belassen. Der Rückstau landeinwärts reicht nicht weit, z. B. bei 2,0 m Höhe des Hochwassers über Geländeoberfläche am Ort der Deichlücke und bei einem Gefälle von 1 : 200 nur 400 m weit. Der Grasnarbe schadet eine derartige Überstauung nichts; es darf nur kein Gras auf diesen Flächen zum Trocknen ausgebreitet sein. Talabwärts begleitet den Bach ein Hochwasserdeich, ein Flügeldeich des Hauptdeiches (Rückstaudeich), welcher weiter aufwärts am Bach an Höhe verliert, vgl. F, Abb. 49 und 50.

Die Deichlücken bieten einen Vorteil, denn sie erzwingen im Verein mit dem Flügeldeich die Rückleitung der Strömung in das alte Bett, wofern oberhalb ein Deichbruch und ein Austritt des Hochwassers in das Gelände erfolgt ist.

h) *Weidenpflanzungen.*

Auf fruchtbaren Boden pflanzt man die Korbweide mit rötlichgelbem, dünnem und sehr biegsamem Stengel; sie wird jedes Jahr oder jedes zweite Jahr nach Ablauf des Frühjahrhochwassers geschnitten und liefert einen guten Ertrag. Auf schlechterem Boden gedeiht nur die grüne, minder wertvolle Weide.

Die Anpflanzung erfolgt im Frühjahr, wenn das Hochwasser der Schneeschmelze vorüber ist. Kleine Gräben von 50 cm Tiefe werden ausgehoben und frisch geschnittene Weidenzweige, schräg liegend, in diese eingebettet, vgl. Abb. 47; die oberen Enden ragen nur 25 cm heraus. Zum Herbst ist die Weide gut 1 m lang; sie biegt sich bei Hochwasser flach um und deckt so die Sohle bis zur nächsten Zeile, welche in etwa 1,0 m Abstand sich befindet.

i) *Uferpflaster.*

Bei der ersten Anlage pflegt man die Ufer des Mittellaufes durch Faschinenbauten festzulegen, die aber einer häufigen Erneuerung

bedürfen. Der Busch wird nach etwa zehn Jahren oder schon früher ganz brüchig, so daß ein Hochwasser den Bau fortspülen kann. Eine Verwilderung des Flusses ist die Folge; obendrein erhöht der abtreibende Busch an Brückenöffnungen, wo er sich leicht festsetzt, durch Einengung des Abflußprofiles die Hochwassergefahr. Es empfiehlt sich daher, den Buschbau durch Steinpflaster zu ersetzen, sobald ein festes Ufer sich ausgebildet hat, die Vorländer die erforderliche Höhe erreicht haben, und sobald durch Erfahrung erwiesen ist, daß die bestehende Breite und Tiefe des Mittellaufes den



Abb. 52. Uferpflasterung an der Elz, Baden.
Eigene Aufnahme.

Abflußverhältnissen tatsächlich entspricht. Anderenfalls wartet man besser mit dem massiven Uferausbau, um hinsichtlich einer Wahl der Breitenbestimmung des Mittellaufes noch freie Hand zu behalten.

Die Kosten eines lfd. m Uferbau in Faschinenwerk, auch Holzbau genannt, betragen im Schwarzwald etwa 7 Mark; die Kosten für 1 lfd. m Pflasterbau etwa 20 Mark.

Abb. 52 zeigt die Herstellung des Uferpflasters. Es ist Kleinwasser. Das Flußbett liegt also fast trocken. Oberhalb am Wehr ist das Wasser abgefangen und in den Betriebsgraben einer Fabrik geleitet.

Die Steinsetzer suchen sich die passenden Steine aus, legen sie erst nebeneinander, damit sie gut ineinander greifen, behauen die

Seiten etwas und benutzen die Splitter, um die Lücken von unten her auszuspicken. Der Splitter wird dabei mit der Spitze nach oben auf den Boden gesetzt und dann der Pflasterstein dagegen geschoben. Es darf kein Bodenmaterial von unten her durch die Fugen dringen und ausgespült werden können. Daher sind dieselben durch größere und kleinere Splitter sorgfältig von unten her zu verstopfen, auch ist eine Kiesunterlage erforderlich. In der Abbildung ist der Deichfuß durch je eine hellere Linie hervorgehoben.

Im Gegensatz hierzu zeigt Abb. 53 ein anderenorts ausgeführtes schlechtes Pflaster mit Fugen, die bis unten hin offen sind. Einzelne



Abb. 53. Schlechtes Pflaster mit offenen Fugen an einem Mühlenwehr.
Eigene Aufnahme.

Steine ließen sich da mit der Hand herausheben; mit einem biegsamen Stock konnte man auf 20—50 cm Länge unter den Steinen herfahren. Ein solches Pflaster geht bei Angriff durch Eis und Strömung zu Bruch.

Viel fester erwies sich das Pflaster der Abb. 54. Hier wurden während des Pflasterns die Fugen sorgfältig mit Kies von grobem und feinerem Korn dicht verfüllt. Die Steine waren gegenseitig so verspannt, daß sich ein einzelner Stein auch mit der eisernen Brechstange nicht herausheben ließ.

Abb. 55 zeigt fast ganz zerstörtes Uferpflaster. Es ist nicht Sorge getragen, den Fuß desselben zu stützen. Die Sohle dieses Mühlgrabens hat sich nun vertieft; infolgedessen kanten und kippen



Abb. 54. Pflaster mit Kiesfüllung in den Fugen (Mühlenwehr an der Fulda).
Eigene Aufnahme.

die Steine. Die Fugen öffnen sich weit. Der Boden wird ausgespült, und die Steine rollen und rutschen die Böschung hinab.



Abb. 55. In Verfall befindliches Pflaster.
Eigene Aufnahme.

Wo bei Hochwasser Pflaster der Zerstörung anheimfällt, findet fast immer dieser Vorgang statt. Da fehlt dem Pflaster das Fundament, es greift dort nicht tief genug in den Boden am Fuß der Böschung ein. Die geringste Ausspülung der Sohle, unmittelbar an dieser Stelle, bringt das Ganze allmählich zum Einsturz, wofern nicht nachträglich der Fuß befestigt wird.

Ein sicheres Fundament ist daher an Flüssen des Schwarzwaldes dem Uferpflaster durch Verlängerung des Pflasters in der Böschungsrichtung bis etwa 80 cm unter die Sohle hinab gegeben.

Die zu verwendenden Steine müssen wetterbeständig sein. In erster Linie eignet sich als Pflastermaterial Granit und ähnliches Gestein, ferner Muschelkalk. Der Kalkstein muß einen unregelmäßigen Bruch zeigen und an Farbe ein dunkleres Grau. Kalksteine, welche einen glatten Bruch aufweisen und eine gleichmäßige gelbgraue Farbe besitzen, enthalten Ton; sie sind auch bei dem Anhauchen schon durch den Geruch zu erkennen. Sie nähern sich in ihren Bestandteilen dem Mergel und verwittern oft in wenigen Jahren.

k) *Sohlenbefestigung.*

Es ist nicht immer geglückt, zwischen den Abflußverhältnissen, der Flußbreite wie Wassertiefe, dem Gefälle und der Widerstandsfähigkeit der Sohle das richtige Maß zu treffen. Einige Flüsse mit starkem Gefälle zeigen dauernd das Bestreben, ihre Sohle zu vertiefen. Nicht ausgeschlossen ist es, daß bei leicht beweglicher Sohle eine Herabminderung der Wassertiefe und eine diese bedingende Verbreiterung des Flußlaufes überhaupt nicht so weit getrieben werden kann, daß jener Übelstand fortfällt, denn in einem zu breiten Bett tritt leicht Verwilderung ein.

Wo der Fluß, sich selbst überlassen, ein immer tieferes Bett gräbt, wird Sohlenbefestigung erforderlich. Dieselbe besteht aus Pflaster, unter Umständen verstärkt durch Querschwellen aus Holz, auf Pfählen befestigt.

l) *Abstürze.*

Es ist der Versuch gemacht, bei Angriff der Sohle statt einer Erhöhung der Widerstandsfähigkeit der letzteren eine Abschwächung der angreifenden Kraft durch Verminderung des relativen Gefälles zu erreichen. Zu dem Zweck sind ähnlich wie bei den Sperren der Wildbäche Abstürze eingelegt. Diese haben aber nur dann den gewünschten Erfolg, wenn nicht nur bei kleinem Wasser, wie Abb. 56 zeigt, sondern auch bei höchstem Wasserstande das Wasser einen

wirklichen Fall ausführt, so daß im Aufschlag auf eine feste Pritsche die erzeugte starke Bewegung zerstört wird. Die Höhe der Fallstufe muß etwa ebenso groß oder größer sein als die Wassertiefe des Flusses.

Bei kleinen Abstürzen, wie in Abb. 56, bildet bei Hochwasser der Spiegel am Absturz eine ganz flach geneigte schiefe Ebene. Ein Aufschlag findet nicht statt, vielmehr entsteht dort dann eine sehr starke Strömung, welche das Vorland und die Deiche angreift, falls diese nicht abgepflastert werden; sie kann bis weit flußabwärts eine Auskolkung einer unbefestigten Sohle nach sich ziehen. Daher sind



Abb. 56. Absturz in der Elz.
Eigene Aufnahme.

unterhalb derartig kleiner Abstürze bis weit flußabwärts starke und kostspielige Pflasterungen erforderlich geworden. Zur Anlage großer Abstürze bieten die örtlichen Verhältnisse aber nicht immer Gelegenheit. Eine breitere und weniger tiefe Anlage der Flüsse wäre in solchen Fällen von Vorteil gewesen.

4. Entwässerung und Bewässerung; vgl. 6. Abschnitt G.

Bei dem erheblichen Quer- und Längengefälle bereitete die Entwässerung in den Schwarzwaldtälern keine Schwierigkeit. Durch die Korrektion ist ein hinreichend tiefes Flußbett erreicht.

Die Entwässerung erfolgt in einfacher Weise unmittelbar in die Bäche und Flüsse.

Etwas anders liegen für die Schwarzwaldflüsse die Verhältnisse nach Verlassen des Gebirges, also in der oberrheinischen Ebene. Dort sind wichtige bauliche Ausführungen im Interesse einer guten Entwässerung erforderlich geworden.

An den meisten Flüssen genügte zur Senkung des Wasserstandes ein Geradelegen des Laufes unter Anwendung von Durchstichen. Für die Elz erwies sich die Anlage eines besonderen Hoch-



Abb. 57. Abschlußwehr der alten Elz unterhalb Riegel.
Eigene Aufnahme.

wasserkanales als vorteilhaft. Unterhalb von Riegel wurde die alte Elz durch ein Schützenwehr, vgl. Abb. 57, abgeschlossen. Die alte Elz erhält nur so viel Wasser durch das Wehr, als zur Bewässerung des unterhalb gelegenen Geländes dienlich ist. Der alte Flußlauf bewegt sich in vielen Windungen durch Wiesengelände und erreicht erst weit abwärts den Rhein.

Der künstliche Lauf, der Leopoldskanal, 1842 vollendet, führt auf kürzestem Wege das Hochwasser nach dem Rhein; das Kleinwasser wird aber der alten Elz zugewiesen. Auch für die mittlere Wasserführung kann das geschehen. Damit nun aber trotz Öffnung der Schützen des Elzwehres jene geringere Wassermenge nicht vor-



Abb. 58.
Kleinwasser-Stauwehr am Einlauf in den Leopoldskanal (Hochwasserkanal).
Eigene Aufnahme.

beiläuft und im Leopoldskanal zum Abfluß gelangt, ist auch dieser mit einer Schützen-Stauvorrichtung versehen. Die Schützentafeln, vgl. Abb. 58, hängen an Ketten und werden bei Hochwasser oben mittels einer zwischen den Geländerpfosten befindlichen Welle aufgewunden. Rechts im Bilde ist eine dieser Ketten zu erkennen.

In Abb. 58 liegt der Hochwasserspiegel in Höhe des Kämpfers der Brücke, also auf Schrägstreben-Unterkante der Tragkonstruktion.

Die helle Latte am Elzwehr, Abb. 57, ist ein Pegel. Eine Überdachung in Holz schützt an jenem Wehr die Aufzugsvorrichtung und die oberen Holzteile gegen die Einwirkung der Witterung.

Die Bewässerung wird in den Tälern des Schwarzwaldes durch zahlreiche Wehre gefördert. Dieselben stauen den Flußspiegel so hoch auf, daß ein Abfluß in einen abzweigenden Bewässerungsgraben erfolgen kann. Unter Anwendung eines verschließbaren Schützenwehres[1]) durchsetzt dieser den Deich und folgt dann im Gelände fast der Höhenkurve. Er führt sein Wasser mit geringem Gefälle bis an den entfernten Talrand, d. h. bis an den Fuß der

1) Vgl. z. B. Ballif (hier S. 85), Schützenwehre in Bosnien, Tafel 17—20, und ferner den Abschnitt über Wehre hier.

Berglehne und gibt es daselbst durch viele Verteilungsgräben an die Wiesenflächen ab, welche sich weithin talwärts und quer bis an den Flußlauf ausdehnen. Diese Wiesen sind so fruchtbar, daß sie jährlich einen dreimaligen Schnitt zulassen.

D. Besondere Bauweisen an geschiebeführenden Flüssen.

Literatur:

1. Roloff, Mitteilungen über nordamerikanisches Wasserbauwesen (Ergänzungsheft zur Zeitschrift f. Bauwesen 1895). Verlag: Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.
2. Wolf, Der Gehängebau. Wochenblatt für Baukunde 1885, S. 344, 351 u. 364; 1886, S. 24, 33, 186, 198, 339, 349, 360 u. 369.
3. Doell, Die Regulierung geschiebeführender Wasserläufe durch eiserne Leitwerke, Grundschwellen und Buhnen. Fortschritte d. Ingenieurw., 2. Gruppe, 6. Heft, 3 M. Verlag: Wilh. Engelmann, Leipzig.
4. Williams, Projektierung und Veranschlagung von Flußbefestigungen, erläutert an einer Flußstrecke der Weißen Elster. 8 M.
   Ders., Erläuterungsbericht zum Projekt für die Elsterberichtigung. 5 M. Beides Verlag von Wilh. Engelmann, Leipzig.
5. Hagen, Handbuch der Wasserbaukunst, 2. Teil: „Die Ströme".

1. Wirkung der Durchstiche.

(Als Beispiel der Bauausführung vgl. den Weichseldurchstich, Band I, S. 308—314.)

a) *Ein einzelner Durchstich.*

Wenn der Fluß vielfache Windungen bildet, ist sein absolutes Gefälle im ganzen auf dieser Strecke zu groß. Sein Spiegel liegt im oberen Teil des Flußtales gegenüber der Geländeoberfläche dann oft zu hoch. Durch das Abschneiden von Schleifen läßt sich aber dort eine tiefere Einbettung des Flusses erreichen, und das ist im Interesse der Landeskultur von Vorteil, wo die Entwässerung am oberen Teil der Flußstrecke ungenügend ist. Auf die Schiffahrt können Durchstiche nachteilig wirken, wenn das relative Gefälle in den Durchstichen für längere Zeit und bisweilen dauernd gesteigert wird. Die erreichbare größte Wirkung der Durchstiche läßt sich wie folgt ableiten (vgl. Abb. 59). Das Gefällsbedürfnis eines Flusses ist von den mitgeführten Geschieben abhängig. Die Korngröße des Geschiebes nimmt durch Verschleiß nach unten hin ab, wofern nicht von der Seite her gröberes Geschiebe zugeführt wird. Letzteres sei hier ausgeschlossen. Das Gefällsbedürfnis ist daher abhängig von der Entfernung einer Flußstrecke von einem

oberhalb belegenen festen Punkt A; vgl. Abb. 59. Hier ist die ausgezogene Linie das alte, die gestrichelte Linie das neue erstrebte Längenprofil des Flußspiegels, und zwar dessen tiefste, erreichbare natürliche Lage. Durch die Ausführung eines Durchstiches unterhalb A und durch Ausschaltung der Schleife rückt Punkt C ebenso nahe an A heran, wie zuvor Punkt B von A entfernt lag. Das Gefällsbedürfnis der Strecke A—C nach Anlage des Durchstiches ist daher ebenso groß wie auf Strecke A—B des früheren Laufes. Es wird also in Zukunft der Punkt B gleichsam Mündungspunkt; er vertritt dann die Stelle von C, so daß am neuen Längenprofil B und C zusammen fallen, in der Abb. 59 B^1 und (C^1) geschrieben, deren Höhenlage durch den Seespiegel gegeben ist.

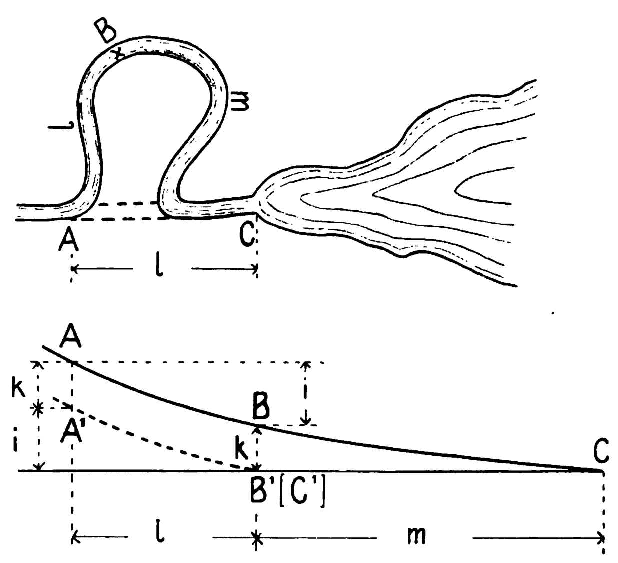


Abb. 59. Darstellung der Wirkung eines Durchstiches im Meistbetrage durch Vertikalverschiebung des Längenprofils.

Unmittelbar nach Ausführung des Durchstiches steht der neuen Strecke AC das zwischen A und C herrschende absolute Gefälle $i + k$ zur Verfügung. Der zunächst sich ergebende Wasserspiegel AB^1 ist in der Abbildung nicht durch eine Linie gekennzeichnet; er ist nicht von Dauer. Sein relatives Gefälle beträgt $\frac{i+k}{l}$. Der Fluß erstrebt aber nach wie vor nur das relative Gefälle $\frac{i}{l}$. Unter der Wirkung des zu großen Gefälles fließt das Wasser nämlich schneller als zuvor. Der Fluß beginnt daher seine Sohle anzugreifen, d. h. das bewegliche Material seines Bettes loszureißen und fortzutragen; er bettet sich tiefer ein. Gelingt ihm diese Tieferbettung vollständig oder hilft man durch Baggerung nach, dann kann sich zum Schluß das Längenprofil A^1B^1 einstellen, welches dem Gefälle der alten Strecke AB parallel gerichtet ist.

Man erhält das neue Längenprofil $A^1 B^1$, wenn man von C aus auf der Horizontalen die Strecke m abträgt, um welche der Lauf durch Ausführung des Durchstiches verkürzt worden ist. Das vertikale Maß der Senkung $k = B B^1$ zeigt dann den Betrag an, um welchen der Flußlauf auf der ganzen Strecke von der Mündung B^1 bis A hin tiefer gebettet werden darf, ohne seinem Gefällsbedürfnis Abbruch zu tun. Das neue mögliche Längenprofil ergibt sich also durch eine Vertikalverschiebung des alten Längenprofiles AB abwärts, parallel zu sich selbst bis B^1. Es fällt also nach der vollendeten Tieferlegung des Flußbettes die untere Strecke von der Länge m aus, deren absolutes Gefälle k beträgt.

b) *Mehrere Durchstiche*

(vgl. Abb. 60).

Bei genauerer Betrachtung der Verhältnisse zeigt sich, daß mit Ausführung von Durchstichen und nachfolgender Ausbildung des

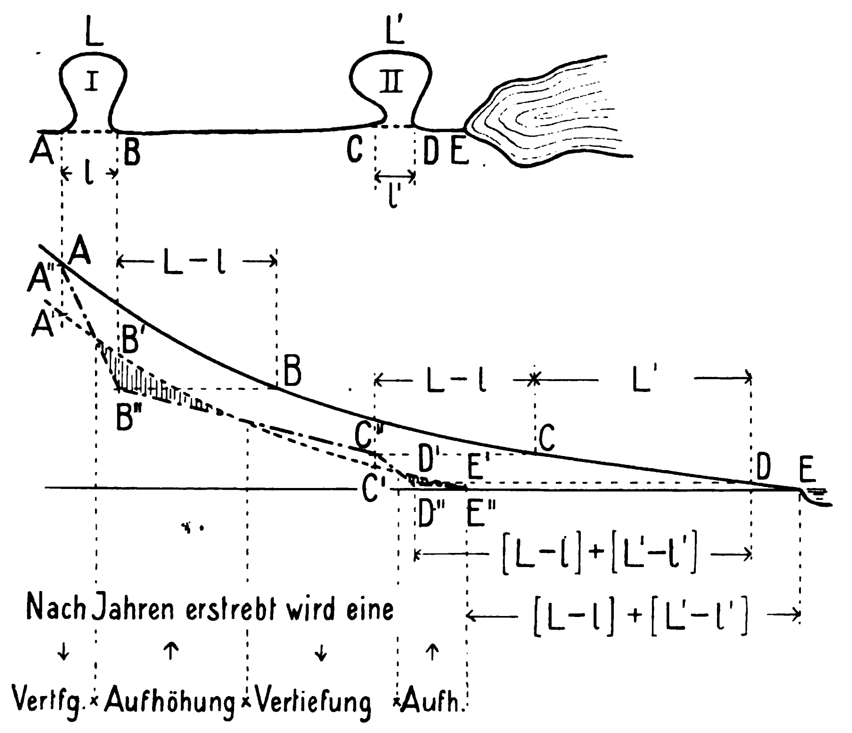


Abb. 60. Wirkung mehrerer Durchstiche, dargestellt durch eine Vertikal- und eine Horizontalverschiebung der Profilpunkte.

neuen Flußbettes für die einzelnen Flußstrecken teils eine Tieferbettung, teils eine Erhöhung der Sohle verbunden ist. Am unteren Ende der Durchstiche wird eine Geschiebe-Ablagerung begünstigt. In Abb. 60 sind diejenigen Strecken, welche eine Aufhöhung der Flußsohle nach Ausführung der Durchstiche erstreben, durch Schraffur hervorgehoben. Man findet diese Strecken wie folgt.

Die Längen der Schleifen sind in Abb. 60 mit L und L' bezeichnet, die Längen der Durchstiche mit l und l'. Der Lauf zwischen A und E verkürzt sich also in Zukunft um $(L - l) + (L' - l')$. Diese Strecken, im Abschnitt a mit m bezeichnet, trägt man links von E auf und findet so als Endpunkt des neuen Profiles den Punkt E'. Das neue Längenprofil $A'E'$ findet sich nunmehr durch Vertikalverschiebung des alten Profiles bis E'. Das endgültig erstrebte neue Profil ist in Abb. 60 als gestrichelte Kurve angegeben. Durch Auftragung der neuen Abstände der Punkte B, C und D des Längenprofiles von A aus findet man nun auf dieser neuen Linie die jenen entsprechenden Punkte B', C' und D' und ihre zukünftige Höhenlage. Durch eine horizontale Verschiebung der Punkte B, C und D bis B'', C'' und D'' gewinnt man ferner einen Vergleich zwischen der alten und der erstrebten neuen Höhenlage dieser Punkte. So zeigt sich, daß für B die alte Höhenlage B'' tiefer liegt als die zu erstrebende neue Lage B'. Dort ist also eine Aufhöhung der Sohle zu befürchten, und zwar im Betrage $B''B'$ nach vollendeter Ausbildung des Profiles, wenn Punkt A sich um den Betrag AA' gesenkt hat. Vorher, wenn das Flußbett bei A sich noch nicht in dem Maße vertieft hat, ist das Bestreben der Aufhöhung bei B noch größer. Ebenso hat Punkt D das Bestreben einer Aufhöhung um den Betrag $D''D'$. Hingegen zeigt A die Neigung sich um den Höhenunterschied $A''A'$ zu senken und desgleichen C um den Betrag $C''C'$. Das Bestreben der Senkung ist für den ganzen oberhalb A belegenen Teil des Flußlaufes vorhanden.

Unmittelbar nach Ausführung der Durchstiche liegt aber zunächst als Längenprofil der neuen Strecke die gebrochene Linie $A''B''C''D''E''$ vor, welche in der Abbildung strichpunktiert ist, während erst Jahre später sich allmählich das ausgeglichene, gestrichelte Längenprofil $A'B'C'D'E'$ als Endzustand ausbildet, und dies zwar nur in dem Umfange, als die Sohle nicht allzu fest und widerstandsfähig ist.

c) *Durchstiche in zunächst geschiebefreien Flüssen.*

Der ganze Abschnitt handelt hier von geschiebeführenden Flüssen. Unter a und b ist vorausgesetzt, daß die gegebene Form des Längen-

profiles ABC durch die Art und den Verschleiß der von oben zugeführten Geschiebe bedingt sei.

Bei Ausführung von Durchstichen an Flüssen, welchen diese Voraussetzungen fehlen, ändert sich das Bild. Wieder entsteht unmittelbar nach Herstellung der Durchstiche das neue Längenprofil $A'' B'' C'' D''$. Ist die Widerstandsfähigkeit der Sohle dem nun vermehrten Angriff des verstärkten Gefälles $A'' B''$ und $C'' D''$ nicht gewachsen, dann entsteht eine Ausspülung des Bodens, und es verwandelt sich der zuvor geschiebefreie Fluß in einen geschiebeführenden. Es wird aber das ausgewaschene Material dann vielleicht der Menge nach nicht ausreichen, um bei B'' und D'' die schraffiert gezeichneten Aufträge ganz zu bewirken. Ferner ist zu beachten, daß ein Fluß, welcher keine Geschiebe von oben zugeführt erhält, durch Baggerung beliebig vertieft werden kann, ohne daß sein Gefälle zu klein würde, wovon die Erhaltung einer einmal künstlich erzeugten Senkung der Sohle und des Wasserspiegels dann ganz unabhängig wird. Hier ist bei Ausführung von Baggerungen die Grenze der Senkung für obere Punkte des Längenprofils nur durch die Höhenlage des Endpunktes E, Abb. 60, und durch die Größe des hergestellten Querprofiles wie durch die sekundlich vom Fluß geführte Wassermenge allein gegeben. Die im Anschluß an Abb. 59 und 60 erörterten Beziehungen zwischen Geschiebeführung und Gefällsbedürfnis fallen dann fort.

2. Geschiebeablagerung unter Hemmung der Wassergeschwindigkeit durch Stau und Reibung.

a) *Art und Wirkung einer hemmenden Kraft durch Reibung und Stoß.*

In den voraufgegangenen Abschnitten ist schon erläutert, wie durch Bepflanzung der Ufer und des Geländes neben dem Mittellauf einmal die Widerstandsfähigkeit der Böschungen und Vorländer gehoben wird, da die Pflanzen einwurzeln und daher fester am Boden haften als lose Sandkörner oder Kiesel. Von dieser Wirkung einer Befestigung der Sohle sei hier nun nicht die Rede. Außerdem wurde aber hervorgehoben, daß Weidengebüsch oder Gras und Buhnen in ihrer Umgebung die Wassergeschwindigkeit verzögern. Dadurch wird der Angriff gegen die Sohle gemindert, und dies zwar auch an solchen Stellen, welche zwischen den einzelnen Pflanzen oder den Buhnen sich befinden und des direkten Schutzes entbehren. Ferner wird durch die eintretende Beruhigung der Wassergeschwindigkeit eine Ablagerung von Geschieben oder anderen im Wasser schwebenden Sinkstoffen veranlaßt. Diese Wirkungen haben wir hier ins Auge zu fassen.

Die Verzögerung der Wassergeschwindigkeit erfolgt in den durch Pflanzen durchsetzten Wasserschichten auf folgende Weise. Es wird durch die Stengel und Blätter der Pflanzen gleichsam die Oberfläche der Sohle vergrößert. Während ohne den Pflanzenwuchs das fließende Wasser erst unmittelbar über der Sohle auf die Unebenheiten derselben trifft und dort durch Stoß an Geschwindigkeit verliert, findet ein solcher Anprall gegen feste Körper hier in der ganzen Wasserschicht statt, welche von den Pflanzen durchsetzt ist. In der Formel über die Wassergeschwindigkeit wird mithin dann der Beiwert $\frac{F}{U}$ (der hydraulische Radius) gleichsam bedeutend gesteigert. Ich sage gleichsam, denn in der Formel führen wir diese Wirkung nicht so ein, sondern wir sagen nur, es werde die Reibung gesteigert, d. h. der Beiwert c oder k der Formel. Die Verhältnisse liegen jedoch weit verwickelter. Für die Wasserschichten, welche über den Pflanzenspitzen dahinfließen, ist der Wert $\frac{F}{U}$ nach dem verbleibenden, von Pflanzen freien Profil zu berechnen und in die Formel zur Ermittelung der Wassergeschwindigkeit v einzuführen.

Aber ähnlich wie wir bei Ermittelung der Wassergeschwindigkeiten getrennte Berechnungen ausführen für den mittleren tieferen Teil des Mittellaufes und für die überfluteten Vorländer, weil bei letzteren das Verhältnis $\frac{F}{U}$ kleiner ist als im Mittellauf, so haben wir auch die Wasserbewegung über den Spitzen der Wasserpflanzen von der Bewegung der durch Wasserpflanzen durchsetzten Schicht zu trennen. Wir haben hier für die Bestimmung von F erstens den Querschnitt f der Pflanzen abzuziehen und weiter bei Ermittelung von U die Summe der Seitenlängen u der Pflanzenteile zur Breite der Sohle zu addieren. Dadurch sinkt der Wert $\frac{F}{U}$ auf einen Betrag $\frac{F-f}{U+u}$ herab, welcher weit kleiner ist als der Wert $\frac{F}{U}$ für dieselben Profilverhältnisse aber ohne Pflanzen. Die Werte f und u sind mittlere Werte, da ein Querschnitt an jedem Punkt des Längenprofiles nicht gleich viel Pflanzen trifft. Außer einer so bedingten Herabminderung der Wassergeschwindigkeit durch Verringerung des Wertes $\frac{F}{U}$ in der von Pflanzen durchsetzten Schicht wird dort ferner eine Hemmung der Wasserbewegung durch den Stoß des Wassers gegen die Vorderflächen der Pflanzen statthaben. Dieser Einfluß besteht darin, daß die Wasserfäden vor dem von ihnen getroffenen Körper seitwärts ausweichen müssen und die dabei entstehende, quer zur Flußrichtung erzeugte Geschwindigkeit

sowie die ihr innewohnende lebendige Kraft in Sonderheit der fließenden Bewegung verloren geht; sie setzt sich unter Bildung zahlreicher Wirbel in Wärme um. Je häufiger nun ein solches Ausweichen erfolgen muß, um so größer wird für die fließende Bewegung der Verlust an Energie. Daher ist hier die Summe der Vorderflächen der Pflanzen eines Quadratmeters Grundfläche für den Grad der Hemmung entscheidend.

So ergibt sich als Gesetz, daß die Wassergeschwindigkeit in der von Pflanzen durchsetzten Schicht im ganzen eine Funktion ist von den Seiten und von der Vorderfläche, also von der Oberfläche dieser Pflanzen, und zwar nimmt die Geschwindigkeit ab, wenn die Oberfläche wächst. Nun besitzen, unter Voraussetzung gleichen Körpervolumens, die dünneren Halme und Stengel eine größere Oberfläche als die dickeren, mithin werden die dichter stehenden, aber dünneren Pflanzen wirksamer hemmen als die Pflanzen mit dickeren Stengeln bei gleichem Körpervolumen.

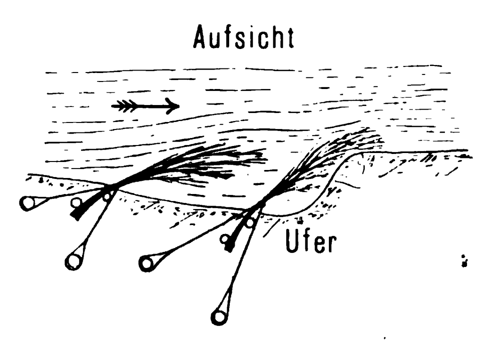


Abb. 61. Schutz gegen Uferabbruch. Grundriß-Skizze.

Wählen wir als hemmendes Material nicht nur Pflanzen, sondern beliebigen Baustoff, dann wird also die Raumeinheit desselben wirksamer sein, wenn der Baustoff feiner gegliedert ist, als wenn er in dichten Massen zusammenhängt.

In dieser Hinsicht können also Faschinenbauten sehr wertvoll sein, wenn ihre Buschenden in das Wasser hineinragen. Leider ist jedoch ein solcher Uferschutz in der Wasserlinie oftmals nicht von Dauer, weil er ein Anhaften von Eis begünstigt. Hat sich aber bei Hochwasser ein Uferabbruch eingestellt, dann kann man das gefährdete Ufer vorrübergehend sehr wirksam durch Buschwerk schützen, dessen Stammenden durch Pfähle und Taue am Lande befestigt sind, während die Zweige im Wasser liegen. Es bildet sich sogleich zwischen dem Busch und dem Ufer eine ruhiger fließende Wasserschicht.

In den großen Strömen Amerikas sind so unter anderem zu Zwecken der Auflandung tiefer Kolke junge Bäume (Sinkbäume) am Ufer befestigt und mit voller Krone versenkt worden. Auch mit Flechtwerk versehene Pfahlbuhnen[1]) am Mississippi wirken in ähnlicher Weise.

1) Roloff. Ergänzungsheft zur Zeitschr. f. Bauw. 1895.

Bei der Bewegung des Grundwassers nehmen die Widerstände proportional der Oberfläche der in einer Raumeinheit vorhandenen Kies- oder Sandkörner zu. Erfüllen Körner gleicher Größe die Raumeinheit, so wächst die Zahl der Körner bei dem Übergang zu kleinerem Korndurchmesser umgekehrt proportional der dritten Potenz des Durchmessers, d. h. proportional $\frac{1}{d^3}$, während die Oberfläche des einzelnen Kornes mit der zweiten Potenz des Durchmessers d abnimmt. Die Gesamtoberfläche aller Körner von einem gegebenen Durchmesser in der Raumeinheit ist mithin:

$$O = C \cdot \frac{d^2}{d^3} = C \cdot \frac{1}{d}.$$

Hierin ist C eine Konstante. Für die Grundwasserbewegung ist der Bewegungswiderstand also der Korngröße umgekehrt proportional. Bei dem Übergang von der Korngröße 1 auf die Korngröße $\frac{1}{10}$ wächst der Bewegungswiderstand auf den zehnfachen Betrag, so daß bei gleichem Gefälle eine entsprechend kleinere Geschwindigkeit erzielt wird.

Die Vergrößerung der Oberfläche veranlaßt in der Natur die vielseitigsten Wirkungen. So dienen die Verästelungen unserer Lunge dazu, eine große Oberfläche oder Berührungsfläche für Luft und Blut zwecks Aufnahme des Sauerstoffes zu schaffen; dasselbe gilt für die Atmungsorgane der Pflanzen, die Blätter. Hier ist es die Kohlensäure, welche aufgenommen und zerlegt werden soll. Die Verzweigungen der Saugwurzeln dienen demselben Zweck; eine große Berührungsfläche zwischen Wurzel und Boden ist zu schaffen. Dasselbe gilt von der Länge der Därme, durch welche sich die verdauten Speisen bewegen, nämlich, um hinreichende Oberfläche für das Herausziehen der nährenden Säfte zu gewinnen. Auch die Technik bedient sich solcher Mittel; z. B. läßt man zur Enteisenung eisenhaltigen Grundwassers die Luft mit dem Wasser in fein verteilter Form in Berührung kommen. Diesem Zweck dienen die Rieselapparate oder Zerstäuber. Ferner sind fast alle Sprengwirkungen durch Bildung einer großen Oberfläche bedingt, so daß der Vorgang der Verbrennung rasch erfolgt, worauf ja zumal die Explosivkraft beruht. Diese Hinweise mögen genügen um darzutun, daß auch für den am Wasser bauenden Ingenieur ähnliche Studien von hoher Bedeutung sind.

b) *Hemmung der Wassergeschwindigkeit durch Stau und Querschnittsveränderungen.*

α) Wehrbauten.

Durch Anstau des fließenden Wassers vor einem festen Wehr wird das Stromprofil F vergrößert, und gemäß der Formel:

$$v = \frac{Q}{F}$$

die Geschwindigkeit v verringert, da nur eine bestimmte Wassermenge Q zur Verfügung steht. Vor dem Wehr wird der Fluß mithin einen größeren Teil der mitgeführten Geschiebe oder anderweitigen Sinkstoffe absetzen. Die Sohle höht sich also vor festen Wehren auf, vgl. Abbild. 62. S ist die alte Sohle. Nach Errichtung des Wehres bildet sich eine neue Sohle T aus.

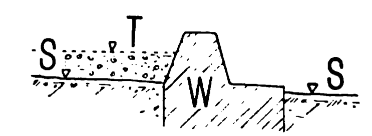


Abb. 62. Wehr-Einbau.

β) Sperrwerke.

Die örtliche Querschnittseinengung eines Nebenarmes veranlaßt aber noch weitergehende Wirkungen. Der erzeugte Anstau bedingt hier zugleich eine Verminderung der Wasserführung Q, da infolge eines im teilweise gesperrten Arme entstehenden Staues dem anderen Arm mehr Wasser zufließt. Es wird also die Verminderung der Geschwindigkeit v im teilweise gesperrten Arm nicht allein darum erfolgen, weil F sich vergrößert hat, sondern weil gleichzeitig in der Formel $v = \frac{Q}{F}$ der Wert Q für den Nebenarm kleiner geworden ist. Soweit in diesem Fall das Unterwasser hinter dem Sperrwerk C im Rückstau des unteren Endes vom Hauptarm liegt, wird infolge Verringerung der Wasserführung bei wenig verändertem Profil auch unterhalb der Koupierung C eine Ablagerung möglich sein.

In Abb. 63 ist S wieder die alte, T die aufgehöhte Sohle, W der alte und V der neue Wasserspiegel.

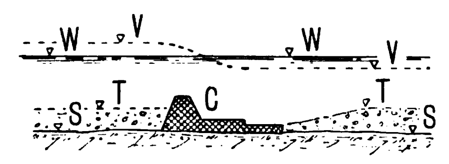


Abb. 63. Sperrwerk.

Die Aufhöhung der Sohle hinter dem Sperrwerk wird erst dann im wesentlichen erfolgen, wenn dieselbe vor dem Sperrwerk so weit vorgeschritten ist, daß sich dort eine kleinere Wassertiefe und infolge-

dessen eine größere Wassergeschwindigkeit eingestellt hat, welche Ablagerungen oberhalb des Einbaues von nun an hindert. Die Sinkstoffe werden dann weiter geführt und gelangen jetzt auch bis hinter das Sperrwerk, wo sie sich niederschlagen.

Ist vorn die Aufhöhung soweit vorgeschritten, daß die Zuführung von Geschiebe und Sinkstoffe führenden Wassers nach dem Unterlauf verhindert wird, dann pflegt man wohl einen Graben im Oberlauf auszuheben und auch den oberen Teil des Sperrwerkes auf Grabenbreite und Grabentiefe abzutragen. Dadurch wird die Zuführung von Sinkstoffen für den Unterlauf aufs neue ermöglicht. Meistens erstrebt man nämlich eine vollständige Verlandung alter Arme im flußbaulichen Interesse.

3. Der Gehängebau von A. Wolf.

An der Isar sind in Bayern von Wolf Flußkorrektionen mit verhältnismäßig kleinen Mitteln ausgeführt, deren Studium in den Originalberichten [1]) sehr zu empfehlen ist. Es sind da kleine Schöpfwerke, Querbauten und Gehänge aus Faschinen hergestellt. Die runden Körper sind Senkfaschinen, vgl. hier Abb. 64. In der Skizze ist der alte Lauf ausgezogen gezeichnet. Die Schöpfwerke *S*, welche das Wasser am Anfangspunkt der zu korrigierenden Strecke fangen und dem neuen Lauf zuführen sollen, sind strichpunktiert hervorgehoben. Die Uferlinie des erstrebten neuen Laufes ist gestrichelt. Bauwerke *G*, Gehänge genannt, hemmen die Wasserbewegung in der zu erzeugenden neuen Uferlinie da, wo diese durch tieferes Wasser geht; sie erzeugen hinter sich Verlandungen, auf welchen hernach Querbauten *Q* ausgeführt werden.

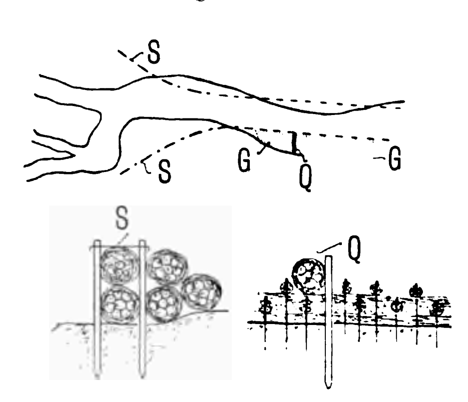


Abb. 64. Faschinenbauten von Wolf.

Der Gehängebau ist in dem jetzt nicht mehr erscheinenden Wochenblatt für Baukunde, Jahrgang 1886, S. 339—361, beschrieben. Die vorhandene Strömung bewegt sich in schräger Richtung über die auszubildende Uferlinie hin. Die Faschinenplatten oder Gehänge

1) Vgl. die Literaturangaben S. 117.

liegen etwa parallel zur Stromrichtung *R*, vgl. Grundriß *b* der Abb. 65; sie bestehen aus schwimmendem, durch Bindeweiden oder sonstwie zu einem plattenartigen Körper verbundenem Busch, vorn an einer Querlatte befestigt, die sich gegen Pfähle *P* stützt und bei veränderlichem Wasserstande an diesen auf- und niedergleitet. Hier tritt nun die Wirkung der großen Oberfläche des Buschwerkes ein, welche im voraufgehenden Abschnitt 2a beschrieben ist. Die Strömung wird gehemmt, und es bildet sich eine Kies- oder Sandablagerung *A*, vgl. Längenschnitt *c*. Das Hochwasser eines Sommers, welches zur Zeit der Schneeschmelze vom Hochgebirge kommt, genügt, das zu bewirken.

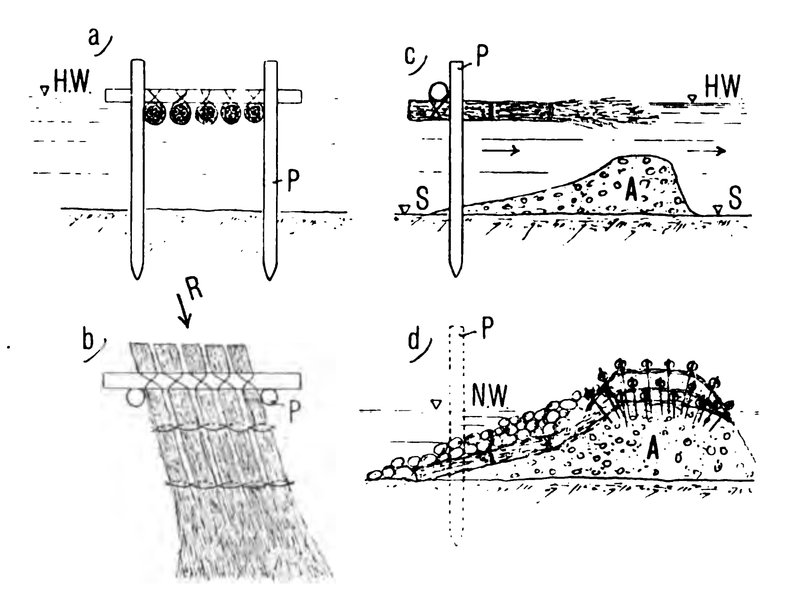


Abb. 65. Gehängebau von Wolf.

Bei Niedrigwasser, Anfang Herbst, werden die Faschinen mit Steinen beschwert, sie senken sich auf die Ablagerung *A* hinab und decken diese; vgl. den Schnitt *d*. Sobald die Krone aus dem Niedrigwasser hervorragt, wird sie durch Buschdeckung mit Kieszwischenlagen noch weiter aufgehöht. Die Pfähle *P* werden herausgezogen, und ein zweiter Steinwurf vollendet die Herstellung der nun festen neuen Uferlinie. Die weitere Aufhöhung der hinter diesen Leit- oder Uferwerken nach dem Lande zu verbleibenden Räume erfolgt durch Lücken, welche in der Uferlinie belassen werden. Durch diese tritt auch hernach noch Sinkstoff führendes Wasser in jene Tümpel ein. Querbauten *Q* sorgen dafür, daß sich auf diesen

Flächen bei besonders großen Hochwassern keine zu starke Strömung entwickeln kann.

Die Kosten der Gehänge betrugen an der Isar je nach ihrer Stärke für 1 lfd. m Ufer $1^1/_2$ bis 4 Mark.

Die Isar hat auf jener Strecke ein Gefälle von 1 : 1000; sie führt bei gewöhnlichem Hochwasser 700 cbm Wasser die Sekunde. Die mittlere Tiefe beträgt bei Hochwasser $t = 3{,}6$ m. Die Stoßkraft erreicht mithin dann den Betrag

$$R = 3{,}6 \cdot \frac{1}{1000} \cdot 1000 = 3{,}6 \text{ kg/qm}.$$

4. Bauweise Doell mit eisernen Leitwerken.

Literaturangabe siehe hier S. 117.

Die vorn unter 2a beschriebenen Wirkungen, welche Pflanzen auf die untere Schicht des Wassers ausüben, sucht Doell durch Netze

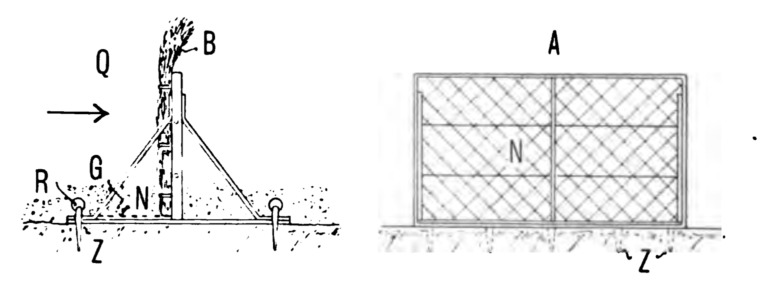


Abb. 66. Eiserne Leitwerke, Bauweise Doell.

oder Busch in Verbindung mit leichtem eisernen Fachwerk auf billige Weise zu erreichen. Abb. 66 zeigt eine Eisenbuhne; sie besteht aus einem Gestell mit breitem Fuß aus verzinktem Eisen. Ein in der Ansicht A dargestelltes Drahtnetz N hemmt einmal die ankommenden gröberen Geschiebe G, vgl. Querschnitt Q; sie legen sich auf den Fuß, welcher auch ein Drahtnetz N erhalten muß und hindern das Kippen des Baues zu einer Zeit, in der das vertikale Drahtnetz sich allmählich durch angeschwemmte und daran haftende Teile dichtet, wobei der Angriff und das Bestreben zu kippen größer wird. Hinter dem vertikalen Drahtnetz ist die Wasserbewegung geschwächt. Auch dort erhofft Doell das Eintreten von Ablagerungen aus feinerem Stoff.

Säcke, mit Kies gefüllt, treten an Stelle des im Querschnitt Q dargestellten, zugeführten Geschiebes G, sofern dieses noch nicht ausreicht, um die erforderliche Sicherheit gegen Kippen zu gewähren.

Dem Gleiten des Bauwerkes wird durch Zähne Z entgegengewirkt. Ösen R dienen zum Durchziehen von Seilen und diese beim Versenken zum Halten der Fachwerke.

Busch B wird mit der Wand verbunden, wenn die Wassergeschwindigkeit nur gering ist und die Sinkstoffe so fein sind, daß ein einfaches Eisendrahtnetz keine hinreichende Ablagerung bewirkt.

Erfolg: Mit einem ähnlichen Fachwerk, wie Abb. 66 zeigt (vgl. S. 58, Fig. 6 der Schrift von Doell), sind Versuche angestellt. Im April 1896 ist am konvexen Ufer der Mosel, gegenüber dem Packhof Polka, oberhalb Metz, senkrecht zur Stromachse ein Fachwerk versenkt. Es wurde durch einen Draht gehalten; der Fußrahmen wurde 10 cm hoch mit Kies bedeckt. Die vertikale Netzwand zeigt 5 cm weite Maschen, dazwischen waren noch Weiden geflochten.

Nach einem Jahre im Mai 1897 wurde der Bau besichtigt. Kies und Sand waren bis Oberkante Drahtgestell zurückgehalten; auch erfolgte seitlich vom Fachwerk Ablagerung. Die Verlandungen zeigten Böschungen 1:8. Diese Aussage ist von mehreren Herren, die zugegen waren, bestätigt worden.

Der Gedanke, welcher den Bauweisen von Doell und Wolf zugrunde liegt, ist ohne Zweifel richtig. Die zweckmäßigste Ausführung im einzelnen wird sich schon allmählich bei Benutzung derartiger Bauweisen herausstellen. Wo ein Fluß keine gröberen Geschiebe führt, mag die dem Wasser hier gebotene, nur mäßig große Reibungsoberfläche vielleicht nicht ausreichen, die Bewegung des Wassers so zu verzögern, daß eine Ausscheidung der Sinkstoffe erfolgt. Aber auch dann ist die Beschäftigung mit derartigen Versuchen lohnend; sie belebt die Anschauung und führt zu Verbesserungsvorschlägen, durch die sich auch im Sonderfall das Ziel erreichen läßt.

5. Eigene Vorschläge.

Man kann durch einen auf die Bewegung des Wassers ausgeübten Einfluß die Kraft der Strömung für die Regulierung eines Flusses auswerten. Vom theoretischen Standpunkt aus habe ich diese Frage schon vor Jahren[1]) berührt. Ich habe darauf hingewiesen, daß es dazu schwimmender Werke bedarf, welche das Wasser an den Seiten, und zwar in den oberen Schichten, dem Mittellauf zu-

1) Vgl. meine Abhandlung in der Zeitschr. d. Archit.- u. Ingenieur-Ver. zu Hannover 1890, S. 466, über schwimmende Leitbuhnen.

weisen. Alsdann entwickelt sich in der Tiefe eine Strömung, in der Abb. 67 mit *U* bezeichnet, vom mittleren Teil der Stromrinne nach den Seiten hin, welche Geschiebe und andere Sinkstoffe nach dort führt. Die baulichen Vorkehrungen zur Erzielung dieser seitlichen Ablagerungen unter gleichzeitiger Austiefung der mittleren Stromrinne würden sich etwa wie folgt gestalten.

Ein Geschiebe führender Fluß besitze ein unregelmäßiges Querprofil. In Abb. 67 Fig. *A* ist dieses durch eine ausgezogene Linie angedeutet, während das Profil der erstrebten Schiffahrtsrinne gestrichelt ist. An den Seiten finden sich vielfach Kolke, die mit Sandbänken wechseln, während in der Mitte sich Untiefen an den Übergängen ausbilden, dort, wo der Stromstrich von einem Ufer nach dem anderen wechselt.

Es gilt nun, das Kiesmaterial von der Strommitte nach den Seiten hin zu spülen. Nach erfolgter Aufhöhung sind diese Seitenflächen der Sohle abzudecken, damit sich keine Kolke aufs neue bilden.

Diese Wirkungen lassen sich durch einen großen, schwimmenden Apparat erreichen, welcher aus Hölzern gezimmert und stromauf verankert ist. Er besteht aus einem Leit- oder Schöpfwerk *L*, Gehängen *G*, einem Querwerk *Q* und einer Wand *W*.

Abb. 67. Schwimmende Buhnen- und Leitwerke; eigener Vorschlag.

In der ganzen Ausdehnung des Leitwerkes, der Gehänge und des Querwerkes wird die Strömung an den Seiten allmählich gehemmt und der Mittelrinne zugewiesen. Dieser Vorgang erfolgt nur

allmählich, damit die Sohle an den Seiten nicht auskolkt. Dieselbe ist übrigens unter dem Leitwerk und unter den Gehängen schon künstlich durch Deckwerk befestigt. Die Lattenwand unter *L* kann ganz oder stromabwärts fehlen.

Die der Mitte zugewiesenen Wassermengen verstärken dort die Strömung, wodurch die Sohle in der Mitte des Profiles eine Vertiefung erfährt. Der Kies gerät dort in Bewegung. Der Raum *R* hinter dem Querwerk *Q* zeigt niedrigen Wasserstand, weshalb die Strömung in ihn eindringen will. Das vermag sie aber nur an der Sohle, da die Wand *W* die oberen Wasserfäden zurückhält. So werden die vorn aufgewühlten, an der Sohle treibenden Sinkstoffe durch diese Unterströmung *U* unter Wand *W* hindurch in den Raum *R* geführt, dort Aufhöhung bedingend; vgl. auch Abb. 68, S. 133.

Der Querbau *Q*, dargestellt in Schnitt *a—b*, dient zur Herstellung des Deckwerkes. Faschinenplatten *P*, unten beschwert (z. B. mit Beton), werden an den Lattenwänden vertikal herabgelassen; sie dienen vorläufig zu weiterem Abschluß und zur Hervorbringung des Staues, durch welchen das Wasser in die Stromrinne gedrängt wird. Die Lattenwände des Querbaues reichen nicht tief hinab, damit das Ganze immer flott bleibt, und zwar auch an Stellen mit hoher Sohle sowie bei niedrigem Wasserstande.

Nach Vollendung der unterhalb im Raume *R* zu erzielenden Aufhöhung, vgl. Grundriß *B*, wird das Ganze um eine Strecke, wenig größer als Strecke *y*, flußabwärts weiter gerückt. Die zuvor vertikalen Faschinenplatten *P* fallen dabei um; sie legen sich auf die Sohle und bilden das Dachwerk *D*. Falls erforderlich, tritt noch Steinbewurf hinzu. Das Belastungsmaterial muß, dreifache Sicherheit angenommen, nach der Strommitte zu, je für 1 qm Grundfläche, je nach dem Gefälle etwa bis zu 90 kg im Wasser und 150 kg außer Wasser wiegen. Das entspricht 0,1 cbm Bruchstein für je 1 qm Grundfläche.

Vielleicht läßt sich ein Anhaften der Faschinenplatten am Boden noch auf andere Weise besser erreichen als durch Bewurf mit Steinen; z. B. durch Benutzung von Zement-Erdankern oder durch Pflöcke, welche unter Wasser eingetrieben werden müßten.

Es sei noch hervorgehoben, daß zur Abtreibung einer Kiesbank, die sich im Mittellauf gelegentlich gebildet hat, an den Schwarzwaldflüssen auf dem Vorlande niedrige Faschinenbauten errichtet werden, sogenannte G e w ä n d e, deren Grundriß etwa dem Leit- oder Schöpfwerk *L*, Abb. 67, entspricht. Die Wirkung ähnlicher Mittel ist also schon erprobt.

Wo aber die durch Schöpfwerke *L* hervorgebrachte verstärkte Strömung im Mittellauf allein doch nicht genügt, die erforderliche

Vertiefung herbeizuführen, kann die Benutzung von Kratzapparaten in Frage kommen, welche die Sohle aufwühlen. Wo auch dieses Mittel versagt oder sich als unvorteilhaft erwiesen hat und Kiesbänke in der Sohle stehen geblieben sind, werden stromauf Bagger arbeiten, deren Aushubmaterial zur weiteren Aufhöhung der Seitenflächen *R* zu verwenden ist.

Ich denke mir, daß der Apparat vielleicht gegen 10 m täglich flußabwärts rückt. Ist also eine ganze Stromstrecke in einem Jahre auszubauen, dann werden in je 1 km Abstand derartige Vorkehrungen erforderlich, welche alle zugleich in Wirksamkeit sind.

6. Die Wasserbewegung in den Kolken und an den Übergängen.

a) *Entstehung und Lage der Kolke.*

α) Der Ufervorsprung.

Kolke *K* entstehen in einem Flußbett, dessen Sohle aus beweglichem Material besteht, dort, wo an der Sohle das Wasser eine Beschleunigung erfährt, ferner dort, wo schnell bewegtes Wasser aus oberen Schichten in die Tiefe hinab sinkt und Sohle oder Uferböschungen trifft, allgemein dort, von wo die Sinkstoffe fortgetrieben werden. Ablagerungen treten ein, wo das Wasser eine Verzögerung erleidet. Das Fortspülen des Bodens findet allemal am Ort der Behinderung einer Strömung und seitwärts davon statt, ebenso wie z. B. beweglicher Schnee vor einem dem Winde ausgesetzten Baumstamme am Boden in Form eines halbkreisförmigen Ringes oder vor einer dem Winde ausgesetzten großen Mauer fortgetrieben wird, an welcher der zurückgeworfene Wind herunterschlägt.

Abb. 68 zeigt die Wirkung eines Ufervorsprunges *V*. Vor- und seitwärts von *V* entsteht ein Kolk *K*. Stromabwärts von *V* lagert sich, sozusagen im Stromschatten, Sand ab.

Als Beispiel derartiger Kolkbildungen sei Abb. 256, Band I, S. 263, genannt. Die Ablagerung hinter dem Vorsprung *V* fehlt dort aber am Grafenkopf bei Wesel, weil der zurücktretende Teil unterhalb des Kopfes zu unbedeutend ist, und weil die ganze Strecke in einer Kurve liegt.

Die Theorie dieser Vorgänge ist folgende. Die schneller bewegten, oberen Stromfäden wollen mit einer größeren Gewalt geradeauseilen als die unteren, langsam bewegten Schichten. Die oberen weichen nur wenig seitwärts aus; sie treffen das Hindernis, drängen sich vor und neben demselben zusammen und erzeugen einen seitlichen Anstau. Es hebt sich der Wasserspiegel vor und neben dem Hindernis, so

daß der Spiegel nach der Quere schräg wird. Da nun alle Flächen f gleichen Druckes dem Spiegelgefälle parallel sind (vgl. hier Abb. 68), so nehmen auch die unteren Flächen gleichen Drucks an diesem Quergefälle, vgl. Schnitt $a-b$, teil, und so entsteht auch unten eine Querströmung, ein Ausweichen nach der Seite. Die oberen Schichten durcheilen jene Strecke schnell; sie sind nur auf kurze Zeit dem Quergefälle ausgesetzt. Für sie fällt die erlangte Quergeschwindigkeit klein aus. Die unteren Schichten sind längere Zeit dem Quergefälle ausgesetzt, da sie ursprünglich langsamer fließen; sie werden stärker seitlich ausweichen (vgl. die Pfeile U). Am Querschnitt $a-b$ ist zu erkennen, wie diese Unterströmung U die Sinkstoffe links wegführt, während dieselben im Querschnitt $c-d$ nach

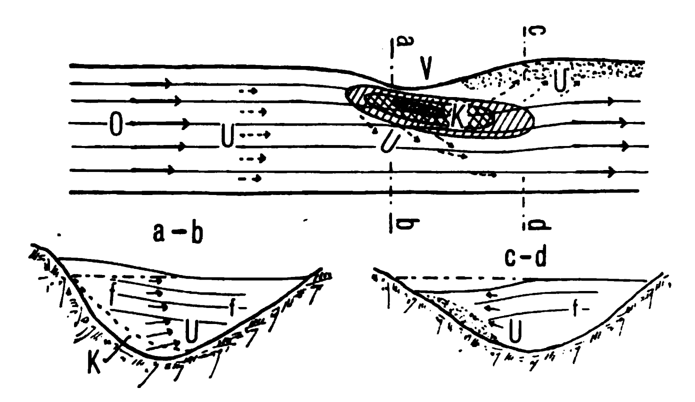


Abb. 68. Kolk am Ufervorsprung.

links durch Strömung U zugeführt werden. Es entsteht also am Ort des Schnittes $a-b$ ein Kolk und am Ort $c-d$ eine Ablagerung.

Durch die starke Unterströmung U wird zudem vor dem Vorsprung V das an der Sohle langsam bewegte Wasser seitwärts weggedrängt, während das in den oberen Schichten zusammengedrängte Wasser abwärts sinkt, so daß die Sohle nun vor und neben V von diesem schneller bewegten Wasser getroffen wird und Ausspülung erleidet. Hinter dem Vorsprung, wo der Wasserspiegel tiefer liegt als im Strom, ist sehr wenig Längengefälle. Hier erleidet das an der Sohle zugeführte Wasser U eine Verzögerung; es setzt dort seine mitgeführten Sinkstoffe ab.

Die hier beschriebene Wirkung ist so stark, daß selbst eine nur auf dem Vorlande eingetretene Profileinschränkung, z. B. durch ein örtlich begrenztes Herantreten der Deiche bis an den Mittellauf,

bei Überflutung des Vorlandes jene Erscheinungen im geraden Mittellauf veranlaßt.

Beispiel Abb. 255, Band I, S. 262: Kolk im Rhein bei Urdenbach.

β) Die Stromkrümmung.

In einer geraden Flußstrecke mit einem regelmäßigen, symmetrisch ausgebildeten Profil bewegen sich die Wasserfäden der oberen Schichten O und auch der unteren Schichten angenähert parallel zum Ufer. Bei Eintritt in eine stark gekrümmte Flußstrecke

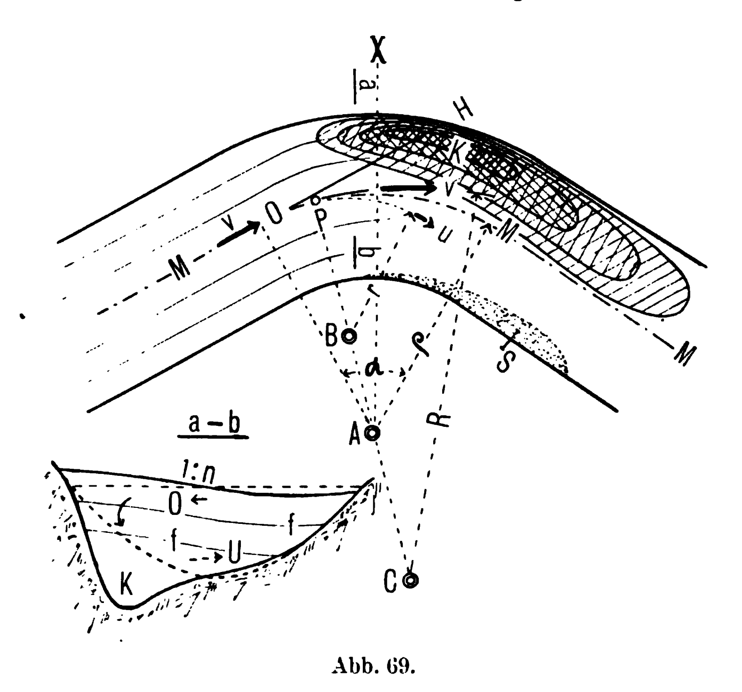


Abb. 69.

trifft die Verlängerungslinie des Stromstriches, hier in Abb. 69, die Verlängerungslinie von Richtung v, das hohle Ufer, bei H. Das Wasser staut da und auch schon vorher, es steigt gegen dieses Ufer höher an, als es an dem konvexen Ufer steht. Messungen am Rhein ergaben Unterschiede von etwa 10 cm (von Babo, Baden). So entwickelt sich im Stromstrich ein Quergefälle der Neigung $1:n$, vgl. Querschnitt a—b. Die Flächen gleichen Druckes f aller Höhenschichten unter dem Stromstrich besitzen dieses Quergefälle, unter dessen Einfluß eine Querbeschleunigung $\frac{1}{n}g$ entsteht. Diese lenkt

alle Wasserfäden von der geraden Linie ab, so daß die Wasserteilchen gekrümmte Bahnen beschreiben. Da Aktion und Reaktion einander gleich sind, so ist die Reaktion (die Zentrifugalbeschleunigung) der berechneten Aktionsbeschleunigung $\left(\frac{1}{n} g\right)$ in allen vertikal übereinander liegenden Punkten gleich, wiewohl der Richtung nach entgegengesetzt. Für irgend einen Punkt P bestehen mithin die Gleichungen:

1) $\frac{1}{n} g = \frac{v^2}{R}$ für die Oberströmung O, deren Geschwindigkeit fließender Bewegung mit v bezeichnet ist;

$\frac{1}{n} g = \frac{u^2}{r}$ für die Unterströmung von der Geschwindigkeit u;

2) $R = v^2 \frac{n}{g}$ Krümmungsradius der Oberströmung O;

$r = u^2 \frac{n}{g}$ Krümmungsradius der Unterströmung U.

Hierin ist $R > r$, da $v > u$. Die Oberströmung verläuft in einem flacheren, die Unterströmung in stärker gekrümmtem Bogen. Im Mittel muß das Wasser der gekrümmten Mittellinie $M\,M$ des Flusses folgen, deren Krümmungsradius ϱ und deren Krümmungsmittelpunkt A ist. Der Krümmungsmittelpunkt der Oberströmung liegt weiter ab, z. B. für den Querschnitt, der durch P geht, bei C. Der Krümmungsmittelpunkt der Unterströmung für die Wasserfäden bei P ist B. Die Oberströmung weicht nach außen von der Mittellinie des Flußlaufes ab; sie nähert sich dem hohlen Ufer und veranlaßt Uferabbruch. Ferner sinkt das Wasser der zuvor oberen Schichten hier zu Boden, da die Unterströmung nach der anderen Seite ausweicht und dem konvexen Ufer sich nähert. So wird also auch die Sohle an jener Stelle von schneller bewegtem Wasser getroffen. Auswaschungen und Kolkbildungen sind die Folge; vgl. Kolk K. Die Unterströmung, welche Sinkstoffe mit sich führt, erreicht die konvexe Flußseite; sie bewirkt dort im Schutz des vorspringenden, konvexen Ufers Ablagerungen S. Infolgedessen ist hier die Wassertiefe gering. Die punktiert gezeichneten Kiesbänke und Sände bilden sich so; vgl. als Beispiel (Abb. 255, Band I, S. 262) den Kolk bei Benrath und gegenüber die Ablagerungen.

Der Vorgang des Niedersinkens der zuvor oberen Schichten findet am Anfang des Kolkes dort statt, wo sich die Linie $O\,H$ dem Ufer nähert. Bei H ist also die Kolkwirkung am stärksten. Aber auch weiterhin flußabwärts findet noch eine Auskolkung auf der hohlen Uferseite statt, da das Niedersinken des Wassers größerer

Geschwindigkeit auch hier noch statthat. Der Kolk erstreckt sich daher weiter flußabwärts von der Krümmungsmitte X, als er aufwärts von X beginnt; er ist fast immer flußabwärts verschoben. Durch die Berührung mit der Sohle und der Böschung am hohlen Ufer erlahmt aber die Wassergeschwindigkeit allmählich, so daß die Kolktiefe unterhalb H abnimmt.

Für die Strecke XJ, um welche die Kolkmitte sich gegenüber der Mitte der Bogenstrecke des Flußlaufes flußabwärts verschiebt, versucht Fargne[1]) eine mathematische Abhängigkeit zwischen Flußbreite und Größe der Krümmung festzustellen.

Gesetz 1. Es rückt J gegenüber X flußabwärts, und zwar um so weiter, je größer die Flußbreite b und je kleiner der Zentriwinkel der Krümmung a ist, da in diesem Fall die als Tangente am Bogen

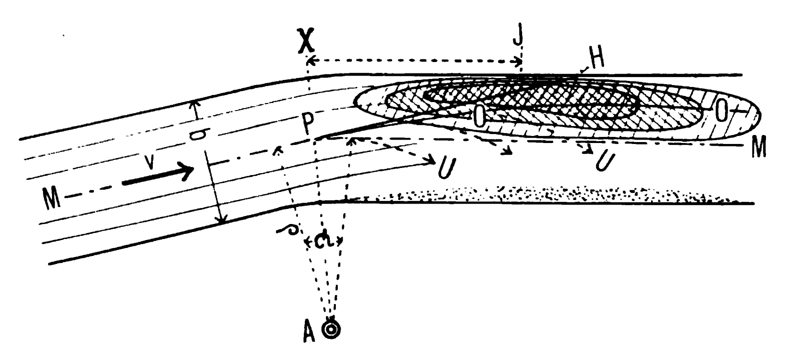


Abb. 70. Kolklage bei großer Flußbreite b und kleinem Winkel α.

verlängerte obere Strommittellinie PH erst weit abwärts unterhalb X das Ufer schneidet; vgl. Abb. 70.

Gesetz 2. Bei geringer Breite b und bei großem Zentriwinkel a rückt die Kolkmitte J nahe an die Mitte X der Flußkrümmung heran; ja es fällt dann die tiefste Stelle des Kolkes vor X, da die Tangente an die Mittellinie MM dann das Ufer bei H vor der Krümmungsmitte X trifft, vgl. Abb. 71.

Fargne hat auf Grund seiner an der Garonne angestellten Studien sechs Gesetze über die Beziehungen zwischen der Grundform der Flüsse und der Tiefe der Fahrrinne abgeleitet. Im wesentlichen hat der Vergleich dieser Gesetze mit den Verhältnissen, wie solche sich an anderen Flüssen, z. B. an der Elbe[2]), finden, eine Übereinstimmung gezeigt.

1) Fargne. Ann. d. ponts et chaussées, 1868, S. 49.
2) Jasmund. Kongreß-Bericht über die Elbe, 1894.

Auf dem VI. internationalen Binnenschiffahrtskongreß im Haag, 1894, sind diese Beziehungen unter Frage 6 eingehend erörtert. Verschiedene Berichte[1]) liegen über mehrere Flußläufe vor.

Es ist schon erwähnt, daß bei langen Krümmungen die Strömung flußabwärts an Geschwindigkeit verliert, so daß die Tiefe des Kolkes in solchen Strecken nach unterhalb abnimmt. In Kolken liegt nicht ein Zustand gleichförmiger Wasserbewegung vor. Stoßkraft[2]) oder Reibung lassen sich da also nicht genau nach der Formel:

$$R = 1000\ \mathrm{t}\ \frac{h}{l}$$

berechnen. Vorn am Kolk, wo das zuvor flußaufwärts an der Oberfläche beschleunigte und schnell fließende Wasser abwärts sinkt, kann die Stoßkraft einen doppelten oder mehrfachen Betrag gegenüber dem Ergebnis obiger Formel erreichen. Es folgt dies unmittelbar aus der größeren Geschwindigkeit der Schichten nahe der Sohle in Kolken, da die Formel $R = a\, v_0^2$ unter allen Umständen Gültigkeit besitzt. D. h. es ist die Reibung allemal proportional dem Quadrat der Wassergeschwindigkeit nahe der Sohle. Sinkt also das schneller bewegte Wasser der Oberfläche an irgend einem Ort in die Tiefe hinab, dann steigt dort die Stoßkraft oder Reibung des Wassers bedeutend über den Mittelwert $R = 1000\ \mathrm{t}\ \frac{h}{l}$ hinaus. Verzögerung der fließenden Bewegung des Wassers ist im Kolk die Folge, da hier nun die verzögernde Kraft $R > 1000\ \mathrm{t}\ \frac{h}{l}$, d. h. größer als die treibende Kraft K wird.

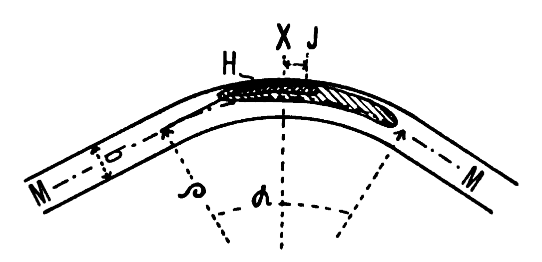


Abb. 71. Kolklage bei kleiner Flußbreite b und großem Winkel α.

Meine Studien über Wasserbewegung reichen bis zum Jahre 1877 zurück. Damals beschäftigte ich mich mit der fortschreitenden Geschwindigkeit der Wasserwelle im Vergleich zu Wellengruppen. Seit 1880 studierte ich die atmosphärischen Bewegungsvorgänge, veranlaßt durch Beziehungen, die ich zum Kreise der Meteorologen gewonnen hatte. So lernte ich die Eigenschaften der

1) Vgl. meine Referate im Literaturbericht der Zeitschr. d. Archit.- und Ing.-Ver., Hannover, 1895, S. 81.

2) Engels, Dresden, schlägt vor, die Bezeichnung Schleppkraft fallen zu lassen und dafür wieder Stoßkraft zu sagen, vgl. hier S. 49.

Wirbel genauer kennen. In der meteorologischen Wissenschaft sind für Luftbewegung die Vorgänge, welche M. P. Du Boys[1]) hinsichtlich der Erscheinungen am Wasserwirbel mit vertikaler Achse am Beispiel der Flußkrümmungen schildert, schon lange bekannt gewesen. Daher lag es für mich nahe, diese auf die Wasserbewegung im Fluß zu übertragen. Ohne die Arbeit von Du Boys zu kennen, wies ich damals auf die vorn beschriebenen Vorgänge hin. Insbesondere ist in der unten angeführten Veröffentlichung[2]) die sinkende Bewegung des Wassers am hohlen Ufer sowie die Querströmung oben zum hohlen Ufer und unten zum konvexen Ufer dargestellt.

Wenn mehrere Beobachter unabhängig voneinander zu einem gleichen Ergebnis gelangen, so ist die Richtigkeit desselben verläßlicher bewiesen. Ebenso gewinnt eine Theorie an Sicherheit, wenn, wie hier, ganz unabhängig voneinander zweimal dieselben Beziehungen gefunden sind.

M. P. Du Boys schreibt S. 194 seiner Veröffentlichung, Absatz 3, vorletzte Zeile, daß er nicht wisse, ob das Bestehen der Querströmung nahe der Sohle praktisch nachgewiesen sei. Ich ließ aber schon 1886 in einem größeren Blechgefäß, um die Luftbewegung in Wirbeln zu studieren und insbesondere, um jene Sohlen-Querströmung zu zeigen, Wasser längs gekrümmter Bahn fließen. Dann führte ich Tinte in das Wasser ein. Die Sohlen-Querströmung trat dabei sehr deutlich hervor.

Ferner stellte ich zehn Jahre später zu Zwecken des Unterrichts ein größeres Blechgerinne in einem Mühlgraben her, und zwar mit gerader Anfangsstrecke und anschließenden Krümmungen. Es zeigten sich da die hier besprochenen Erscheinungen sehr deutlich. Die Richtung der Stromfäden wurde wiederum durch Einführung von Tinte festgestellt. Vom Ort der Einführung mittels Glasrohr wurde ein Faden gespannt und dieser so gehalten, wie die Tinte im Mittel abfloß. Am Faden wurde die Richtung hinterdrein genauer gemessen. Die Aufnahme und Darstellung dieser Vorgänge machte ich zum Gegenstande einer Preisaufgabe. Der derzeitige Studierende Herr F. W. Schmidt erhielt den ausgesetzten Preis.

a) *Wasserbewegung an den Übergängen bei mittlerem oder kleinem Wasser.*

Abb. 72 zeigt eine Stromstrecke mit einem Kolk rechts und abwärts mit einem Kolk links. Die Kolke sind im Grundriß schraffiert. Im Längenschnitt ist die Kolksohle des rechten Kolkes ausgezogen, des linken Kolkes punktiert. Nach Ablauf des Hochwassers ist der Flußquerschnitt am Ort der Kolke unverhältnismäßig groß. Kolke wirken wie Teiche. Das Wasser durchfließt den Kolk mit keinem oder kleinem Gefällverlust. Ein fast horizontaler Spiegel will sich in den Kolken einstellen; vgl. den Aufriß. Der Spiegel des Kolkes vom rechten Ufer ist voll ausgezogen, der vom linken Ufer punktiert. Die mittlere Gefällinie im Fluß ist gestrichelt.

1) M. P. Du Boys: „Étude du régime du Rhône et de l'action exercée." Ann. d. ponts et chaussées, Mémoires 2, 1879, S. 141.

2) Vgl.: 1. Zeitschrift f. Bauwesen 1883, S. 205, Fig. 13; 2. Zeitschrift d. Arch.-u. Ing.-Ver. Hannover 1890, S. 465, Fig. 13 (1 und 2 von M. M.) und 3. R. Hartmann (Dr. ing.-Dissert., den Wirbel betr.), Zeitschr. f. Gewässerk. Bd. V, S. 106.

Die nahezu horizontale Lage des Wasserspiegels auf der mittleren Strecke der Kolke bedingt daselbst im Grundriß für den Abstand zweier Spiegel-Höhenlinien größere Abstände als außerhalb der Kolke. Diese Höhenlinien 1 bis 13 verbinden Punkte gleicher Höhenlage des Wasserspiegels miteinander. Die Richtung der Beschleunigungen steht überall normal zu diesen Linien, wie die Pfeile das andeuten. Die Kolke saugen also das Wasser an ihrem Kopf an, so daß es dort konisch zusammenströmt; sie schütten dasselbe ferner an ihrem unteren Ende aus, so daß die Fäden dort divergieren. Vertiefungen ziehen also an ihrem oberen Ende das Wasser gleichsam an, während Mittelsände die Strömung teilen und von sich fortdrängen. Es weist also das Gefälle an dem Übergange *de* schräg von *d* nach *e* hinüber. Ferner entwickeln

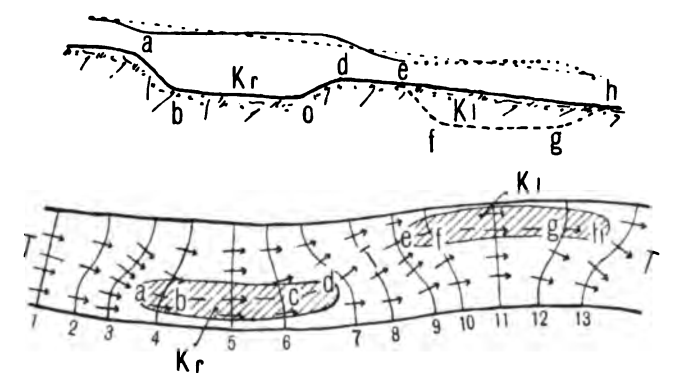


Abb. 72. Spiegel-Höhenlinien 1 bis 13 und Gefällrichtungen.

sich bei *a* und *e* starke örtliche Gefälle, so daß das Wasser hier am schnellsten fließt. Zudem ist nun die Querschnittsbreite am Orte der Linie 8, d. h. die Länge der Linie 8, am größten. Mithin vermindert sich da die Wassertiefe bedeutend. Einmal wird eine kleinere Querschnittsfläche benötigt, weil das Wasser dort am schnellsten fließt, und weiter ist die Tiefe vermindert, weil die Profilbreite dort groß ist. Diese Strecke *de* im Talweg *T* eines Flusses nennt man die Schwelle; sie bietet der Schiffahrt sehr nachteilige Hindernisse. Im Interesse der Schiffahrt ist die Querströmung zu vermindern; es sind also die Übergänge sanfter zu gestalten und die Wassertiefe über den Schwellen daselbst zu vermehren.

Gern hätte ich die Theorie dieser Vorgänge am fließenden Wasser im Anschluß an praktische Versuche weiter ausgebaut. Dazu bot sich mir in den verflossenen 15 Jahren aber keine Gelegenheit. Die Empirie im Wasserbau

verhielt sich gegen wissenschaftlich [praktische Untersuchungen im Flußbau, auf klare theoretische Erwägungen gestützt, damals noch ablehnend.

Jene Darstellung der Höhenlinien des Wasserspiegels 1 bis 13 der Abb. 72, S. 139, habe ich 1889 gezeichnet und auch im Vortrage gebracht. Später wendete ich die Darstellung jener Linien auf Luftbewegung an. Jene Linien 1 bis 13 bilden, auf eine Horizontalebene projiziert, Isobaren. Es sind jene Linien auf einer im Raume verlaufenden, Hügel und Täler bildenden Fläche gleichen Druckes, so gezeichnet, wie die Höhenkurven einer Gebirgskarte. Längs diesen Linien herrscht kein Druckunterschied, kein Bewegungsantrieb, kein Gradient; es besteht Gleichgewicht längs jeder dieser Linien, von mir Isosthenen genannt (Isosthenie: „Gleichkräftigkeit“). Die Isosthenen sind Schnittlinien von Flächen, längs oder in welchen nach allen Richtungen hin Gleichgewicht der Kräfte, also kein Bewegungsantrieb, kein Gefälle (in der Meteorologie Gradient), besteht. Die Gradienten und Beschleunigungen sind überall zu diesen Flächen normal gerichtet. Solche Flächen sind von mir isosthene Flächen genannt. Ihre Darstellung dient sehr wesentlich zur Veranschaulichung von Bewegungsvorgängen im Raume. Die Richtung des Gradienten[1] im Raume ist von mir zunächt für Luft so dargestellt. Ein zweitesmal habe ich die Wiedergabe dieser Flächen bei Erläuterung der Vorgänge benutzt, welche in der Umgebung einer unter Wasser befindlichen durchströmten Schutzöffnung[2] sich abspielen. In Abb. 72 sind die isosthenen Flächen nicht eingetragen; es sind angenähert normal zur Strömung stehende Flächen, deren Schnitte mit dem Wasserspiegel die Linien 1 bis 13 ergeben.

Auch auf Bewegungsvorgänge im Äther habe ich diese Beziehungen angewendet.

In Stoffen gleicher Dichte bietet der Abstand isosthener Flächen voneinander zugleich einen Maßstab für die Größe des Gradienten. Letzterer ist ersterem umgekehrt proportional. Wo die isosthenen Flächen sich dicht aneinander drängen, ist der Gradient groß, z. B. bei einander nahen Isobaren, und mit ihm die beschleunigende Kraft.

Für Stoffe von verschiedener Dichte, z. B. für Luftmassen von verschiedener Temperatur, verlieren die isosthenen Flächen diese eine Eigenschaft, sie behalten nur die andere Eigenschaft, daß längs dieser Flächen in keiner Richtung Kräfte wirken, sondern nur quer dazu.

---

1) Vgl. meine Abhandlung: „Der räumliche Gradient.“ Meteorologische Zeitschrift 1895, S. 89.

2) Vgl. meine Abhandlung: „Ungleichförmige Wasserbewegung.“ Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1894, S. 591, Fig. 7.

Der Physiker Bjerknes in Stockholm hat in der Meteorologischen Zeitschrift behauptet, daß sich in Luftmassen mit Temperaturunterschieden keine isosthenen Flächen zeichnen lassen; sie würden in Stäbe oder Flächenelemente zerbrechen.

Das war seinerseits nur eine andere Auffassung des Begriffes isosthener Flächen. Da der Gradient nur stetig seine Richtung zu wechseln vermag, lassen sich immer zu einem Gradienten normal verlaufende Flächen denken, und das sind eben isosthene Flächen; sie verlieren aber in Luft mit Temperaturunterschieden die Eigenschaft, „Flächen gleichen Kraftpotentials" zu sein. Zwischen zwei in gleichem Abstande verlaufenden isosthenen Flächen wechselt bei verschieden temperierter Luft sowohl die Größe des Gradienten als auch bisweilen der Sinn desselben. Die Richtung des Gradienten bleibt aber immer zu jenen Flächen normal. Der Versuch, in solcher Luft Flächen zu konstruieren, welche beide Eigenschaften besitzen, einmal überall normal zum Gradienten zu stehen, also isosthen zu sein, und außerdem die Eigenschaft gleichen Potentials zu besitzen, führt aber tatsächlich zu jener von Bjerknes hervorgehobenen Erscheinung, daß die Flächen in Flächenelemente oder Stäbe zerbrechen.

Ein Raum, durch welchen sich nach allen Richtungen isosthene Flächen legen lassen, ist isosthen. In ihm befindet sich eine Flüssigkeit nach allen Richtungen im Gleichgewicht, wie ruhendes Wasser in einem Gefäß.

Ein eingehenderes Studium dieser Beziehungen und wichtigen Vorgänge am bewegten Wasser läßt sich nur in Anlehnung an praktische Versuche mit Erfolg betreiben, da durch sie in erster Linie die erforderliche praktische Anschauung gewonnen wird.

7. Der Ausbau der Kolke und der Übergänge.

Die geringe Wassertiefe an Übergängen, das heißt über den Schwellen, ist nach Abschnitt 6 einmal durch das starke, zwischen *d* und *e* (Abb. 72, S. 139) sich entwickelnde Gefälle bedingt, und weiter durch die große Breite des Querschnittes in der Höhenlinie 8 daselbst. Das starke Gefälle ist veranlaßt durch die hohe Lage des Wasserspiegels am unteren Ende *e* und die niedrige Lage desselben am oberen Ende *f* der Kolke (Abb. 73).

1. Um dieses starke Gefälle zu beseitigen, ist der Wasserspiegel am oberen Teil der Kolke bei f^1 zu heben. Es sind dort Grundschwellen G^1)[1] einzubauen. Alsdann rückt der Punkt *f* auch weiter flußabwärts nach f^1, wodurch der Talweg eine schlankere, weniger quer verlaufende Linienführung annimmt.

---

1) Beispiele: Girardons Bericht über die Rhône, Blatt I und V; VI. internat. Binnenschiffahrts-Kongreß 1894, 7. Frage; — ferner Engels, Versuche im Flußbau-Laboratorium. Das Leitwerk hat dort zum Kolk zwar eine etwas andere Lage (Abb. 2, Bl. II u. III) als bei Girardon (Bl. V). Zeitschr. f. Bauw. 1900. — Desgl. Engels, Bettausbildungen gerader oder schwachgekrümmter Flußstrecken. Zeitschr. f. Bauw. 1905, Atlas Bl. 63 bis 67.

2. Die Breite des Flußprofiles quer zur Stromrichtung ist in der punktiert dargestellten Höhenlinie über der Schwelle zu groß. Ein niedriges Leitwerk *L* engt daher in Abb. 73 einmal jenen Querschnitt für kleine Wasserführung ein, so daß der Spiegel auf der Schwelle in ganzer Erstreckung gehoben wird; weiter wirkt dasselbe auch dahin, die Querströmung in einer schlankeren Linie abzulenken. Die Flußsohle ist neben dem Leitwerk allenfalls zu befestigen, damit an dieser Stelle als Folge der Ablenkung nicht ein neuer Kolk entsteht.

2. Weiter kann die Ausbaggerung einer Schiffahrtsrinne von *e* bis nach einem im Vergleich zum oberen Ende des Kolkes flußabwärts verlegten Punkte f^1 in Frage kommen. Das relative Gefälle in der nun längeren Übergangsstrecke ist schwächer als zuvor auf der Schwelle. Auch vereinigt sich die Wassermenge, welche zuvor die ganze Breite ausfüllte, auf eine schmale Rinne. Es sinkt

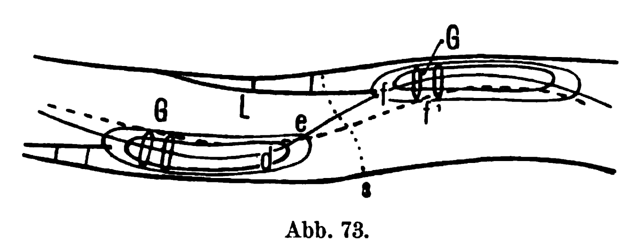


Abb. 73.

daher der Wasserspiegel bei *e* nicht so stark, wie die Sohle der Rinne gesenkt ist. Die Wassertiefe wird also in der Rinne größer als zuvor im breiten Lauf.

Dieses letztere Mittel wird in großen Betrieben an der Wolga[1]) alljährlich nach Ablauf des Hochwassers angewendet. Als wirksamstes Mittel ist aber die völlige Beseitigung der Kolke zu bezeichnen sowie eine nachträgliche Befestigung der Sohle[2]), so stark ausgeführt, daß sich hernach kein Kolk aufs neue bilden kann; vgl. Abb. 67, S. 130. Wann dieses wirksamste Mittel anzuwenden ist, hängt von den dazu erforderlichen erheblichen Aufwendungen ab; es ist das eine wirtschaftliche Frage. Die bisweilen ausgesprochene Ansicht, daß ein künstlicher Eingriff die natürliche Ausbildung des Flußlaufes nicht hindern dürfe, ist abzuweisen. Der Fluß erstrebt

---

1) Timonoff. Berichte der internationalen Schiffahrtskongresse.

2) Vgl. R. Williams. Flußbefestigungen. Verlag von W. Engelmann. Leipzig. Sieben Entwürfe für den Ausbau der Weißen Elster mit vergleichenden Kostenberechnungen. Entwurf *G*, Vorschlag von mir mit Betonplatten und verzinktem Eisendrahtnetz, Tafel VIII. M. 8,—.

Verwilderungen und jede entstandene Unregelmäßigkeit bietet nur Veranlassung zu weiteren Störungserscheinungen. Durch den baulichen Eingriff sollen jene wilden Wirkungen der Strömung gemindert oder beseitigt werden.

8. Verlandungen hinter Buhnen.

Der Einbau von Buhnen, Abb. 74, bezweckt meistens eine Einschränkung des Mittellaufes zur Vermehrung der Wassertiefe im Interesse der Schiffahrt. Nebenher soll die Buhne das Ufer schützen. Die Buhnen in der Rhone oberhalb Genf, Abb. 38, S. 97, dienen allerdings nur dem letzteren Zweck. Durch eine Auflandung der Zwischenstrecken, des Buhnenfeldes, wird der Bestand der Buhnen mehr gesichert und deren Wirkung unterstützt. Anderenfalls schlägt die Strömung zu weit landwärts in die Zwischenräume der

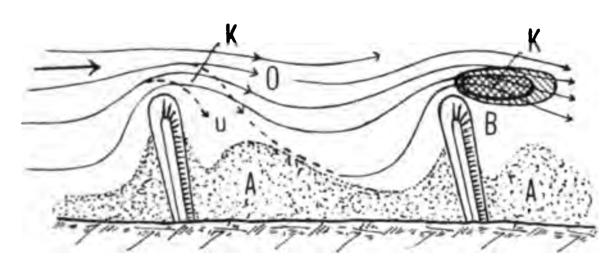


Abb. 74. Wirkung inklinanter Buhnen.

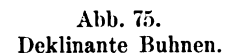


Abb. 75. Deklinante Buhnen.

Buhnen hinein. Bei der in Abb. 74 gezeichneten, inklinanten (d. h. schräge aufwärts gegen die Strömung gekehrten) Lage der Buhnen schließt sich die Auflandung *A* hinten an die Buhnen an, während bei der deklinanten Gestalt, Abb. 75, bei *T* tiefe Stellen verbleiben. Stromaufwärts gerichtete Bauten werden daher schon aus diesem Grunde vorgezogen. Ferner hat sich gezeigt, daß bei einem Überströmen der deklinanten Buhne, welches in Richtung *T—N* normal zum Bauwerk erfolgt, der Strom gegen das Ufer hin gelenkt wird und dasselbe dort angreift. Ältere deklinante Buhnen sind daher am Rhein entfernt und durch stromauf gekehrte, inklinante oder durch normale Buhnen ersetzt.[1])

---

1) Vgl. Beyerhaus. „Der Rhein von Straßburg bis zur holländischen Grenze", S. 40. — Vgl. ferner meine Ausführungen, Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. 1890, S. 466, Fig. 15. Buhnen „*n*", welche überströmt werden, also auf der Sohle aufruhen, sind inklinant zu erbauen. Schwimmende Werke, welche während der Ausführung einer Stromregulierung vielleicht nützlich wirken können, müssen hingegen deklinant hergerichtet werden; vgl. hier auch Abb. 67, S. 130.

Die bei Wirkung der Buhnen sich vollziehenden Vorgänge entsprechen ihrem Wesen nach den Ausführungen auf S. 132—137. Wegen einer geringen Ausdehnung des Buhnenkopfes in Längsrichtung des Flußlaufes und der Eigenschaft der Kolke sich mit ihrer Mitte flußabwärts gegen den Ort der stärksten Krümmung des hohlen Ufers zu verschieben, stellen sich Kolke *K* erst am Buhnenkopf und hinter demselben ein. Die Ablenkung der schneller bewegten Oberströmung bewirkt auch hier wieder ein Quergefälle, welches unmittelbar hinter der Buhne landwärts gekehrt ist. Diesem folgt die Oberströmung *O* (Abb. 74 und 75) in schwach gekrümmten Bahnen und die langsamer fließende Unterströmung *U* mit starker, landwärts gerichteter Ablenkung. Die Sohlenströmung ist dort auch durch das Quergefälle sowie durch ein am Kopf verstärktes Längengefälle in ihrer Geschwindigkeit verstärkt; sie bewirkt am Buhnenkopf die Kolkungen und im ruhigen Raum hinter der Buhne Auflandungen, wo sie die mitgeführten Sinkstoffe hinschleppt. Diese Darstellung[1]) ist zuerst im Jahre 1883 von mir veröffentlicht.

Hagen beschrieb die Art der Ablagerung hinter Buhnen schon in anschaulicher Weise.[2])

In neuerer Zeit sind im Flußbau-Laboratorium von Engels[3]) für verschiedene Arten von Buhnen Untersuchungen ausgeführt. Diese zeigen, daß bei steilem Abfall des Buhnenkopfes gegen den Fluß hin ein tiefer Kolk entsteht; vgl. die *L*-Buhne, Abb. 14 und die *C*-Buhne, Abb. 3, Blatt III der Veröffentlichung, während bei Buhnen mit flach verlaufender Spitze dieser das Bauwerk gefährdende Kolk vorkopf teilweise verschwindet; vgl. die *A*-Buhne daselbst, Fig. 1, Bl. III. Andere Untersuchungen beziehen sich auf den Einfluß einer Überströmung und auf die Querschnittsausbildung von Buhnen, sowie auf die Versandung von Hafeneinfahrten mit vorspringenden Molen. Ein Blick auf die schönen, nach photographischen Aufnahmen hergestellten Abbildungen von Engels genügt, die Bedeutung derartig praktischer Versuche erkennen zu lassen; sie dienen zur Erweiterung unserer Anschauungen.

---

1) Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 207, Fig. 15 u. 16.

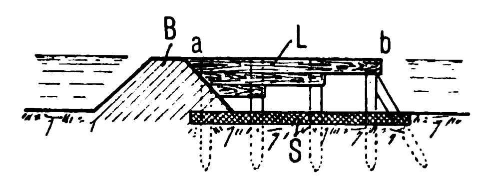
2) Darstellung der Buhnen und ihrer Wirkungen, Handb. der Wasserbaukunst von Hagen, Teil 2, Atlas, Taf. 33.

3) Engels. „Untersuchungen über die Wirkung der Strömung auf sandigen Boden unter dem Einfluß von Querbauten.“ Zeitschr. f. Bauw. 1904; vgl. auch den Sonderabzug. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin. M. 3,—.

9. Flügelbauten bei Buhnen.

Abb. 76 zeigt am Buhnenkopf einen flußabwärts gekehrten Ansatz, ein kleines auf der Sohle ruhendes Leitwerk mit einer von *a* nach *b* abfallenden Krone. Dieser Bau wird die Kolkbildung am Kopf mäßigen, aber zugleich auch eine Auflandung nahe hinter der Buhne verhindern.

Anders würden sich die Verhältnisse bei Anwendung eines Leitwerkes *L*, Abb. 77, gestalten, welches unten offen ist, so daß die Unterströmung *U* in den Raum *R* hinter der Buhne einzutreten vermag. Ein Sohlenschutz *S* wäre zudem auch erforderlich; derselbe braucht vielleicht nicht so breit zu sein, wie hier gezeichnet ist,



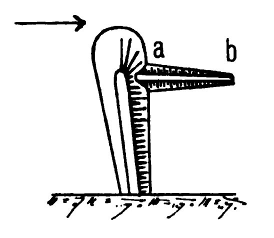


Abb. 76. Buhne mit Flügel.

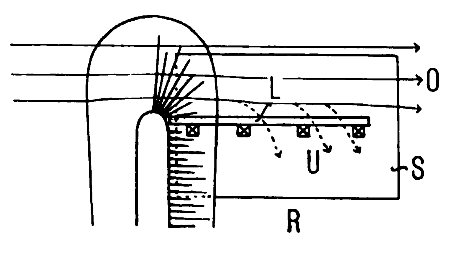


Abb. 77.

da sich das Quergefälle am Leitwerk zu einer Gefällstufe konzentriert, deren Höhendifferenz von *a* nach *b* abnimmt. Um den Ausgleich in der Höhe der Wasserspiegel vor und hinter *L* auf der Strecke bis *b* zu vollenden, ist der offene Spalt unten im Leitwerk nach *b* hin zu erweitern. Inwiefern ein solcher Flügelbau gegen Eisgang standsicher bleibt, ist eine andere Frage, welche sich nur durch einen Versuch, an gefährdeter Stelle ausgeführt, entscheiden läßt.

E. Der Flußbau in schiffbaren Flüssen der Tiefebene.

Literatur:

1. Handb. d. Bauk. Abt. III, Heft 2, „Der Wasserbau", S. 175—187.
2. Handb. d. Ingw. 2. Aufl., III. Band, 2. Abt., XI. Kap. S. 103—187. 3. Aufl., III. Band, 2. Abt., 1. Hälfte, XI. Kap., S. 484—532. (4. Aufl. III. Teil, „Der Wasserbau", VI. Band, IV. Kap., in Vorbereitung.)

3. Veröffentlichungen über die Ströme Deutschlands. Vgl. hier S. 18—19.
4. Hagen. Handb. der Wasserbaukunst, 2. Teil, „Die Ströme".
5. Teubert. „Die Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme". Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin. M. 1,60.
6. Die Entwicklung der preußischen Wasserstraßen. Kongreßführer, Teil II, des IX. internationalen Schiffahrtskongresses, Düsseldorf 1902. (Im Buchhandel nicht zu beziehen.) Hier Bd. I, S. 242—307.
7. Gerson. Flußregulierung und Niederungslandwirtschaft. Verlag von Paul Parey, Berlin SO., Hedemannstraße 10. M. 2,—.
8. Williams. Projekt für die Elsterberichtigung in Gera. Verlag von Wilh. Engelmann, Leipzig. M. 5,—.
9. Mylius und Isphorting. Der Wasserbau an den Binnenwasserstraßen. ein Handbuch für Stromaufsichtsbeamte. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin. Teil I, Verwaltung und Gesetzeskunde. M. 5,—.
10. Béla und Gonda. Die Regulierung des Eisernen Tores. Verlag der Buch- und Steindruckerei Orszäggyülési Értesitö in Budapest. M. 4,80.
11. Roloff. Mitteilungen über nordamerikanisches Wasserbauwesen. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin. (Ergänzungsheft zur Zeitschr. f. Bauwesen 1895.)

1. Allgemeines.

a) *Arbeiten im Interesse der Landeskultur.*

Auch in der Tiefebene wird der Fluß, sich selbst überlassen, verwildern. Er wird Schleifen und Nebenarme bilden, die Ufer angreifen und bei hohen Wasserständen weithin fruchtbares Gelände überfluten. Um das Hochwasser fern zu halten, baute man schon in alter Zeit Deiche. Dabei nahm man auf das Ganze wenig Rücksicht. Die alten Deiche treten häufig zu nahe an den Strom heran, während sie sich wieder anderenorts weit von ihm zurückziehen. Dann können sich im Winter große Flächen mit Eis bedecken, welches bei seinem Aufbruch an den engeren Stellen des Hochwasserprofiles aufgehalten wird und den Fluß verstopft. Dabei schieben sich die Eisschollen bisweilen untereinander, die gefährliche Eisversetzung bildend. Bei gleichzeitigen, starken Niederschlägen finden nun ankommende Wassermassen keinen Durchgang; sie stauen sich auf und treten über die Deiche, diese hinterdrein durchbrechend. In erster Linie ist daher die Sorge der öffentlichen Bautätigkeit auf Beseitigung jener Mängel zu richten, welche aus früheren, oft Jahrhunderte zurückliegenden Zeiten stammen. Mit dem Deichwesen verbunden sind Erhaltung und Neubau von Entwässerungsanlagen, wozu auch die Deichsiele gehören. Häufig gilt es, die Vorflut niedrig belegener Ländereien durch Senkung des Flußwasserstandes zu vermehren. Zu dem Zweck werden Aufräumungsarbeiten vorgenommen,

auch sind vielfach Durchstiche ausgeführt, um große Flußwindungen abzuschneiden. Oberhalb sinkt dann der Wasserspiegel. Auch das Abschneiden der Nebenarme und das Zusammenfassen der Wassermengen zu einem Lauf wirkt in diesem Sinne günstig. Besitzt doch das zu einem einheitlichen Stromlauf vereinigte Wasser eine größere Stoß- oder Schleppkraft, so daß es auf Vertiefung des Flußbettes hinwirkt. Für die alten Arme ist im allgemeinen eine Verlandung zu erstreben, damit die Strömung bei Hochwasser diese alten Betten nicht wieder aufsucht. Ferner ist für die Standsicherheit der Deiche ein hinter diesen liegender, alter Kolk von Nachteil. Auch in Bezug auf das Austreten von Grundwasser oder sogenanntem Qualmwasser wirken alte, nicht verlandete Arme zur Hochwasserzeit ungünstig; sie stehen leicht mit Erdschichten in Verbindung, welche Flußwasser durchlassen.

In einzelnen Fällen wird aber bei Stromspaltungen der eine Arm nur oben abgesperrt und hinfort als Entwässerungskanal benutzt. Es sinkt in ihm der Wasserspiegel unterhalb des Sperrwerkes auf die geringere Höhe der weit flußabwärts liegenden Vereinigungsstelle. Dieses Mittel ist z. B. in Vorschlag gebracht, um ausgedehnte Wiesengelände an der unteren Oder[1]) zu entwässern, indem andererseits durch Eindeichung und Ausbau des größeren Armes das Sommerhochwasser von der Niederung abgehalten werden soll.

Ferner sind im Interesse der Landeskultur die Ufer des Mittellaufes zu schützen, damit nicht durch Uferabbruch der Fluß seinen Lauf ändert, und damit nicht Sinkstoffe in den Fluß gelangen, welche ihrerseits durch Bildung von Sand und Kiesbänken verwildernd wirken würden.

b) *Bauten im Interesse der Schiffahrt.*

Die Schiffbarmachung von Flüssen geringer Kleinwassermenge erfolgt durch Anstau des Wasserspiegels, genannt die Kanalisierung der Flüsse. Diese ist im 3. Abschnitt, unter III: „Wehre in kanalisierten Flüssen“ erläutert. Siehe auch den 4. Abschnitt: „Schleusenbau“. Die Kanalisierung der Fulda, des Main, der Spree und der Oder sind ferner im 2. Abschnitt des Bandes I, S. 282, 266, 292, 296 und 300, besprochen.

In der Folge sei das andere Mittel einer Verbesserung der natürlichen Wasserstraßen, die Regulierung der Flüsse, be-

1) Vgl. die Denkschrift Nr. 95, A, Anlage I, zur 20. Legislaturperiode 1904 des Hauses der Abgeordneten in Preußen.

handelt; sie wird zumal an den größeren Flüssen durchgeführt. Siehe auch hierüber den 2. Abschnitt von Band I: „Die Wasserstraßen Deutschlands". Inhaltsverzeichnis, S. X.

Die im voraufgegangenen Abschnitt genannten Flußbauten, im Interesse der Landeskultur unternommen, bewirken zugleich eine Verbesserung des Flußlaufes als Wasserstraße. An besonderen, fast nur der Schiffahrt dienenden Arbeiten treten hinzu: Bauten zur Verminderung der Breite des Niedrigwasserprofiles, um bei kleiner oder mittlerer Wasserführung eine größere Wassertiefe zu schaffen, ferner Herstellung von Leitwerken in Verbindung mit Baggerungen an den sogenannten Übergängen, wo zwischen zwei Kurven entgegengesetzter Krümmung der Fluß geneigt ist, Untiefen (Schwellen) zu bilden, oder Leitwerke zur Entfernung sogenannter Mittelfelder (Mittelsände). Bei felsigem Untergrund wird die erforderliche Wassertiefe für eine Schiffahrtsrinne durch Sprengung erzielt. Ein tunlichst gleichmäßiges Gefälle wird ferner erstrebt, weil an Flüssen mit ungleichmäßigem Gefälle Strecken mit größtem Gefälle und daher größter Wassergeschwindigkeit bei kleinster Wassertiefe für das Maß einer Behinderung der Schiffahrt ausschlaggebend werden. Ferner sind mancherlei Einrichtungen für den Schiffsbetrieb erforderlich; z. B. die Bezeichnung der Fahrrinne durch Schiffahrtszeichen und insbesondere auch die Anlage von Häfen.

Von seiten der Grundbesitzer ist bisweilen die Befürchtung ausgesprochen, daß mit einer Vermehrung der Wassertiefe im Interesse der Schiffahrt eine Hebung des mittleren Wasserstandes der Flüsse verbunden sei und mithin auch eine Verschlechterung der Vorflutverhältnisse benachbarter, tiefbelegener Ländereien. Eine Versumpfung derselben sei die Folge. Abgesehen von vereinzelten dabei aufgestellten, sehr fehlerhaften Berechnungsweisen sind derartige Klagen meistens nur zu Zeiten sehr niederschlagsreicher Jahre aufgetreten. In früherer Zeit mag die Einschränkung des Laufes vereinzelt durch die Anlage zu hoher Einschränkungswerke eingetreten sein. Auch hat eine Befestigung der Buhnen durch Weidenbepflanzung die allmähliche Aufhöhung dieser Querbauten zur Folge gehabt. Jedenfalls wird die größere erstrebte Tiefe bei Anlage von Einschränkungswerken durch das Mittel der Baggerung ohne Hebung des Niedrigwasserspiegels erreicht. Um ein Fahrwasser auf 150 m Breite um 0,3 m zu vertiefen, bedarf es doch nur eines Bodenaushubes von $150 \cdot 0{,}3 \cdot 1000 = 45\,000$ cbm auf je 1 km Stromlänge. Da der gebaggerte Boden, meist Sand und Kies, einen Gebrauchswert hat, werden die Kosten dieser Baggerung $45\,000 \cdot 0{,}5 = 22\,500$ Mk. kaum überschreiten. Nimmt man nun an, daß bei einem Strom auf 200 km

Länge niedrig belegenes Gelände ihn begleitet, so daß dort diese Baggerung erforderlich würde, dann bedingt das doch nur $4^1/_2$ Millionen Mark an Kosten; ein Betrag, der im Vergleich mit den Gesamtkosten einer Flußregulierung nicht besonders ins Gewicht fällt.

Bei Regulierung der größeren Flüsse fallen also die Interessen von Landeskultur und Schiffahrt in fast allen Fällen zusammen. Und in dem genannten, wohl einzigen Punkt, der Erreichung größerer Tiefe bei Kleinwasser, woran die Landeskultur kein Interesse hat, läßt sich der für die Schiffahrt erstrebte Vorteil ohne die geringste Beeinträchtigung benachbarter Ländereien bei mäßigem Kostenaufwande erreichen. Eine Hebung des Wasserspiegels bei größeren und mittleren Wasserständen ist für die Schiffahrt nicht erforderlich.

In Deutschland haben die an den Flüssen liegenden Ländereien aus der Schaffung eines geregelt festliegenden Flußlaufes großen Vorteil gezogen, und dies zwar auch da, wo die Regulierung im Interesse des Flußlaufes als Wasserstraße geschah. Auf dieser Höhe steht der Flußbau in manchen anderen Ländern noch nicht. Z. B. sind an der Wolga die Naturverhältnisse so gewaltig, daß die verfügbaren Mittel nicht zur Festlegung des Flußlaufes ausreichen. Der große Strom verändert seinen Lauf, die Ufer sind nicht geschützt, und der Grundbesitz am Strom ist ein unsicherer. Der wasserbautechnische Eingriff beschränkt sich auf eine Ausbaggerung von Schiffahrtsrinnen an den Übergängen oder Stromschwellen, wo die Wassertiefe für die lebhafte Schiffahrt ohne diesen künstlichen Eingriff nicht ausreicht.

2. Grenzen der Einschränkung des Flußlaufes und Schiffbarkeit der Ströme durch Regulierung.

Teubert[1]) führt aus, unter welchen Umständen Binnenschiffahrt noch lohnend ist und berechnet bei gegebenem Gefälle die Wasserführung, für welche sich eine schiffbare Wasserstraße durch Regulierung, insbesondere durch Einschränkung des Flußlaufes, erzielen läßt; er schreibt:

a) *Die erforderliche Wassertiefe.*

(Vgl. hier Abb. 78, S. 152.)

„Bei den Verhältnissen unserer norddeutschen Ströme liegen im allgemeinen die Grenzen für die Tauchtiefen der Schiffe bei niedrig-

1) Vgl. Teubert, Die Verbesserung der Schiffbarkeit unserer Ströme durch Regulierung. Preis 1,60 M. Verlag von W. Ernst & Sohn, Berlin 1894. (Ein erweiterter Sonderabdruck aus dem Zentralblatt d. Bauverw.)

stem Wasserstande zwischen 1,0 und 1,50 m. Mit einer geringeren Tauchtiefe als 1 m ist zurzeit ein nutzbringender Schiffahrtsbetrieb kaum möglich, abgesehen von einzelnen, durch die Örtlichkeit bedingten Verhältnissen. — Diesen Tauchtiefen der Schiffe von 1,0 und 1,50 werden nach den gemachten Erfahrungen geringste Fahrwassertiefen von 1,0 + 0,10 = 1,10 m und 1,50 + 0,15 = 1,65 m entsprechen."

Also darf auf der ganzen Breite der Schiffahrtsrinne und auf der ganzen Länge der in Frage kommenden Flußstrecke kein Punkt der Sohle eine kleinere Wassertiefe aufweisen. Fast alle Punkte der Sohle werden eine größere Tiefe haben. Auch größere Kolke können vorkommen, deren Tiefenwerte aber bei Bezeichnung der Tiefe der Wasserstraße unbeachtet bleiben.

Ein vorteilhafter und lebhafter Verkehr vermag sich aber nach Teubert nur zu entwickeln bei einer Tauchtiefe der Schiffe von 1,50 bis 2,0 m. Bei unseren deutschen Strömen sind diese Tauchtiefen bei mittleren und höheren Wasserständen zum großen Teile bereits zulässig, und es kommt nur darauf an, für die niedrigen und niedrigsten Wasserstände die Fahrtiefe zu schaffen, für welche als Mindestmaß die vorn genannten Zahlen 1,10 bis 1,65 m zu bezeichnen sind.

b) *Die erforderliche Breite der Schiffahrtsrinne.*

(Vgl. Abb. 78, S. 152.)

Von großen internationalen Binnenschiffahrtswegen, wo Breiten von etwa 80 m[1]) erstrebt werden, und von Wasserstraßen, auf welchen Segelbetrieb und das Schleppen längerer Schiffszüge vorkommt, abgesehen, genügt nach Teubert, S. 8 seiner Schrift, für zwei einander begegnende Schiffe von je 8 m Breite eine Sohlenbreite der Schiffahrtsrinne von 18 m, und zwar für Flüsse mit Gefällen unter 1:20000. Die erforderliche Sohlenbreite steigt bei Segelbetrieb dann auf 20 m. Bei Flüssen mit Gefällen von 1:8000 auf 25 m und bei Gefällen über 1:5000 auf 35 m. Bei 30 bis 35 m Sohlenbreite können noch Raddampfer von 10 bis 15 m Breite, über die Radkasten gemessen, ohne Gefahr verkehren. Dabei ist zu beachten, daß die Sohle an den Seiten der Fahrrinne bis Schiffbodenhöhe nur sanft ansteigt, so daß zwischen Böschung und Schiffsboden seitlich auch dann noch ein Spielraum verbleibt, wenn das Schiff sich scharf an der Grenze der Fahrrinne hält.

---

1) Vgl. Festsetzungen auf dem internationalen Binnenschiffahrts-Kongreß in Wien 1886.

Unter Zugrundelegung einer parabolischen Profilform sind dann diejenigen minimalen Spiegelbreiten B und Flußquerschnittsflächen F für zwei verschiedene Gefälle berechnet, welche einmal für die Tauchtiefe der Schiffe von 1,0 m eine minimale Wassertiefe $h = 1{,}1$ m auf hinreichender Breite b schaffen, und zweitens diejenigen, welche dies für die Tauchung 1,5 und die Minimaltiefe der Schiffahrtsrinne $h = 1{,}65$ m gewähren.

Diese Berechnungen sind für verschiedene Parabelformen ausgeführt, von verschiedener mittlerer Tiefe $t = \frac{F}{B}$. In der Tabelle S. 12 der Veröffentlichung von Teubert sind dann diejenigen Werte durch fetten Druck hervorgehoben, welche die an b und h gestellten Bedingungen bei einem Minimalaufwand an Flußquerschnittsfläche F erfüllen.

Alsdann ist da die Größe der Wasserführung $Q = v \cdot F$ eines Flusses unter solchen Verhältnissen ermittelt und in den Tabellen S. 18 und 19 zusammen gestellt. Für Q finden sich bei Verwendung der verschiedenen Formeln für v mehrere Werte, welche z. B. für kleine Schiffe und dem nachbenannten kleinen Gefälle zwischen 22,2 und 27,4 cbm/Sek. liegen. Der Mittelwert ist mithin

$$Q = \frac{22{,}2 + 27{,}4}{2} = 24{,}8$$

abgerundet $Q = 25$ cbm/Sek.

B e i s p i e l 1. Für Schiffe von 1,0 Tiefgang läßt sich, wie aus den Tabellen zu entnehmen ist, in einem Fluß eine Fahrrinne von $b = 25$ m Sohlenbreite herstellen, in welcher sich an den Seiten die minimale Wassertiefe $h = 1{,}1$ m findet (in der Mitte der Rinne eine größere Tiefe), wenn das Gefälle des Flusses $J = 0{,}00012 = \frac{1}{8333}$ beträgt und der Fluß $Q = 25$ cbm sekundlicher Wasserführung aufweist. Die mittlere Tiefe $t = \frac{F}{B}$ ist dann zufällig auch 1,1 m.

Die Wasserspiegelbreite ergibt sich zu $B = 43{,}3$ m, die Querschnittsfläche zu $F = 47{,}6$ qm. Es werden diese Verhältnisse erreicht, wenn man das P a r a b e l p r o f i l so gestaltet, daß die Tangente der Parabel im Wasserspiegel, d. h. das Böschungsverhältnis des Bettes im Wasserspiegel 1 : 6,6 beträgt.

B e i s p i e l 2. Für Schiffe von 1,5 m Tauchung finden sich bei demselben Gefälle $J = 0{,}00012 = \frac{1}{8333}$ folgende Werte: Minimale Wassermenge $Q = 46{,}7$ cbm/Sek., bei $h = 1{,}65$ m, $t = \frac{F}{B} = 1{,}65$ m,

$B = 51{,}9$ m, $F = 85{,}6$ qm, wenn das oben näher bezeichnete Böschungsverhältnis tg $\tau = 1:5{,}2$ beträgt.

Die Werte der oberen Böschung haben nur theoretische Bedeutung, um die Parabel konstruieren zu können. Hält sich die Böschung in Höhe des kleinen Wasserspiegels steiler, als jene Werte tag τ angeben, dann wird man steilere Böschungen anwenden (vgl. die punktierte Profillinie); das kann der Schiffbarkeit nur nützen, wenn auch nur wenig, aber die Spiegelbreite des Flusses fällt dann kleiner aus, was unter Umständen von Vorteil sein mag. Ebenso kann man die oberen Böschungen auch flacher gestalten, dann wird die Flußtiefe in der Mitte etwas kleiner; vgl. die strichpunktierte Linie Abb. 78. In beiden Fällen haben wir dann keine Parabellinien mehr, was für die Praxis gleichgültig ist.

Wiewohl es im Sonderfall also nicht nötig ist, sich genau an eine Parabelform zu binden, so bietet die Verwendung des Parabelprofiles für die Berechnung immerhin den großen Vorteil klarer Übersichtlichkeit. Hinterdrein kann man beliebige Abweichungen vornehmen, wenn die örtlichen Verhältnisse dies erwünscht und zulässig erscheinen lassen, soweit Profilfläche und mittlere Tiefe sich nur nicht ändern.

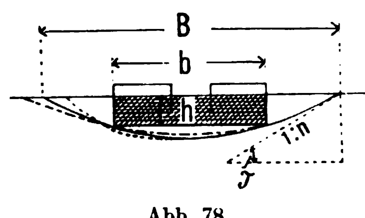


Abb. 78.

Für den Studierenden sind insbesondere auch die Mitteilungen über Tiefe, Gefälle und Kleinwassermenge der deutschen Flüsse, S. 17 und 20 der benannten Schrift Teuberts, von Wert.

3. Bauausführungen an den Flüssen der Tiefebene.

a) *Buhnen und Parallelwerke.*

α) Die Buhne (éperon, wharf).

Die Einschränkung des Kleinwasser- und Mittelwasserprofils erfolgt durch Buhnen oder Parallelwerke. Abb. 79 zeigt die Verwendung der Buhnen. An ihrem Kopfe liegt die Krone 0,3 m über Niedrigwasser (bezeichnet NW + 0,30). Nach Einengung des Profils traten vor Kopf der Buhnen kleine Ausspülungen ein. Die in der Flußmitte zuvor befindliche Ablagerung wurde durch Baggerung beseitigt. Die neue Profillinie ist gestrichelt gezeichnet. Die Buhnenlängenschnitte sind voll schraffiert. Eine nach der Breite ganz

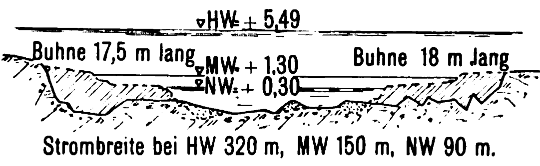


Abb. 79.[1])

gleichmäßige Tiefe hat sich dort nicht herausgebildet. Das bessere Fahrwasser liegt seitlich, links in der Abbildung. Die Grenzlinien des Normalprofils, d. h. die Verbindungslinie der Buhnenköpfe, in Höhe des Mittelwasserstandes gemessen, bezeichnet man als Streichlinien oder Leitlinien; siehe Abb. 288, S. 299, Band I.

Abb. 80 zeigt die Ausführung der Buhnen als Faschinenbauten. Am Kopf, wo sich Kolke bilden wollen, ist die Sohle durch große Sinkstücke, Abb. 92, abgedeckt. Auch der Aufbau ist dort aus solchen Faschinenkörpern gebildet, weil sich damit eine flachere Böschung herstellen läßt, als durch den Packwerksbau; letzterer ist bei dem langgestreckten Teil des Buhnenkörpers verwendet. Außerdem sind die Vertiefungen der Sohle durch kleine Sinkstücke ausgeglichen. Die Sinkstücke werden durch Belastung mit Steinen zum

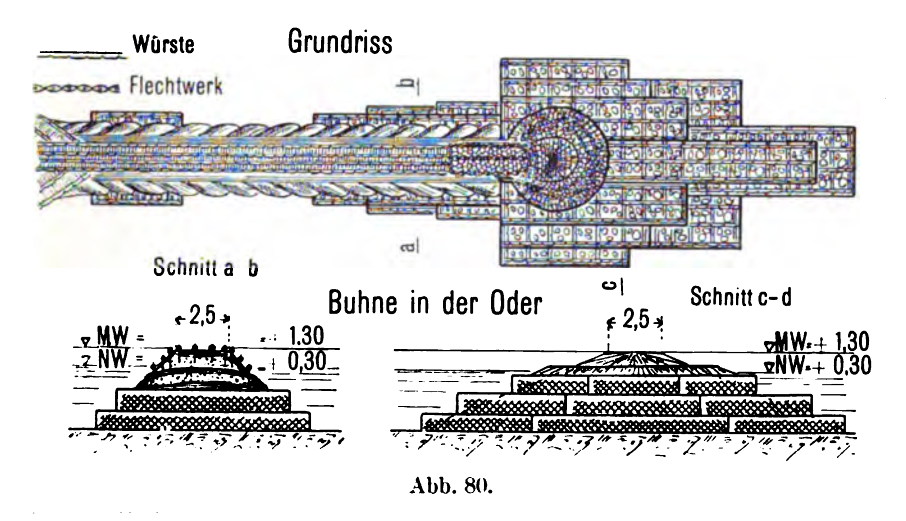
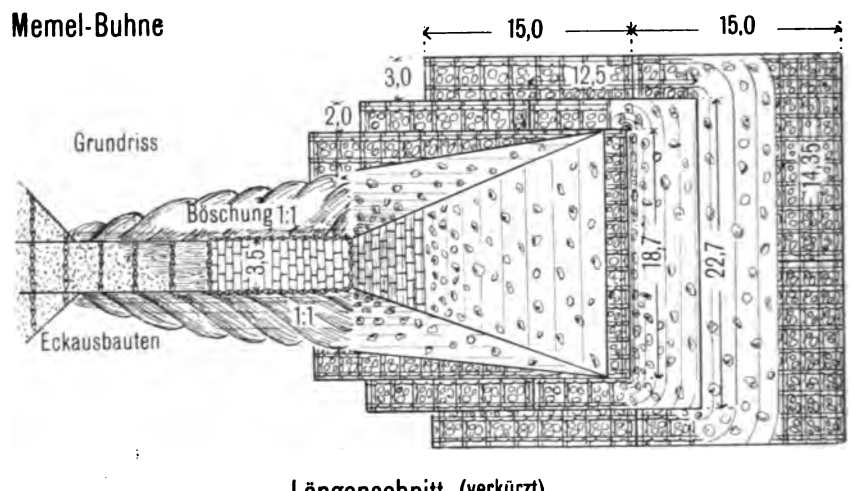


Abb. 80.

1) Den Zeichnungen zu Abb. 79 bis 94 hat eine Veröffentlichung des Königl. preußischen Ministeriums der öffentlichen Arbeiten aus dem Jahre 1891 zum Vorbilde gedient: „Die Ströme Memel, Weichsel, Oder, Elbe, Weser und Rhein und die märkischen Wasserstraßen; Vervielfältigung der Wandpläne vom III. internationalen Binnenschiffahrts-Kongreß.“ Text dazu siehe die Denkschrift über jene Ströme vom Jahre 1888.

Sinken gebracht. Der Buhnenkopf ist durch Pflaster zwischen Flechtzäunen befestigt. Die Krone des Langbaues ist durch Weiden-Spreutlage oder toten Busch abgedeckt. Diese Deckung ist durch Weidenwürste und Pfähle mit dem Unterbau verbunden. Das Packwerk besteht aus schräg geneigten Buschlagen, die durch Würste und Pfähle gehalten und durch Kies beschwert sind; vgl. auch Abb. 96 u. 97.

Abb. 81 zeigt eine ähnliche Buhne. Der gestreckte Buhnenkörper ist hier verkürzt gezeichnet. Die Sinkstücke zeigen nicht



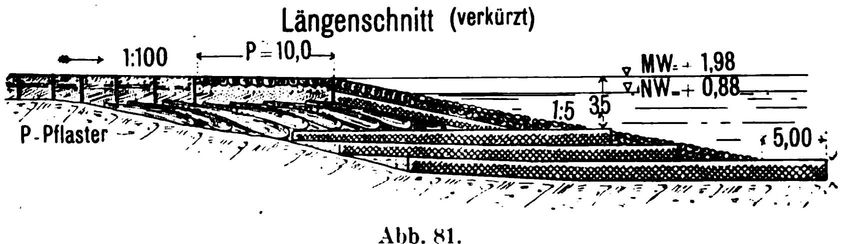


Abb. 81.

nur Steinwurf; sie sind hier durch eine dickere Steinschüttung gegen den Angriff des strömenden Wassers und des Eises geschützt.

In Abb. 82 ist auch an der Seite Steinschüttung angebracht. Das Pflaster spannt sich da zwischen Reihen von Pfählen, welche dicht nebeneinander geschlagen sind.

Abb. 83 zeigt den Querschnitt einer aus Packwerk bestehenden Buhne. Gegen die Strömung hin ist die Krone durch Pflaster geschützt, im übrigen Teil durch Lagen aus Weiden, welche durch Reihen von Würsten, gehalten durch Pfähle, am Buhnenkörper be-

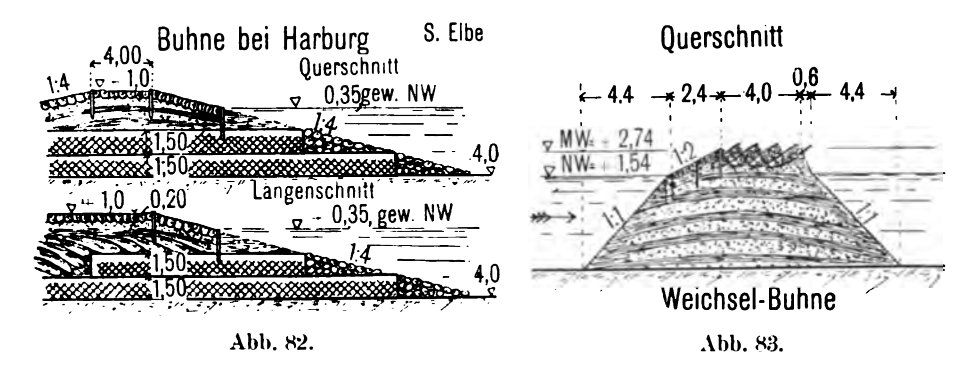


Abb. 82. Abb. 83.

festigt sind. Statt der hier schräg gestellten Decklagen aus frischem Weidenstrauch, der ausschlägt und mit dem Unterbau verwurzelt, kann man auch toten Busch verwenden. Derartigen Kronenschutz bezeichnet man als Rauhwehr.

In Abb. 84 tritt die Verwendung des Buschbaues zurück. Die Benutzung von Kies und Stein tritt in den Vordergrund. Das ist durch örtliche Verhältnisse bedingt. An der Memel und Oder (vgl. Abb. 80 und 81) sind die Steine teuer, an der Weser billiger, hier wählt man also zweckmäßig das weniger vergängliche Steinmaterial. Nur im Innern des Baues ist der immerhin doch billigere Faschinen-

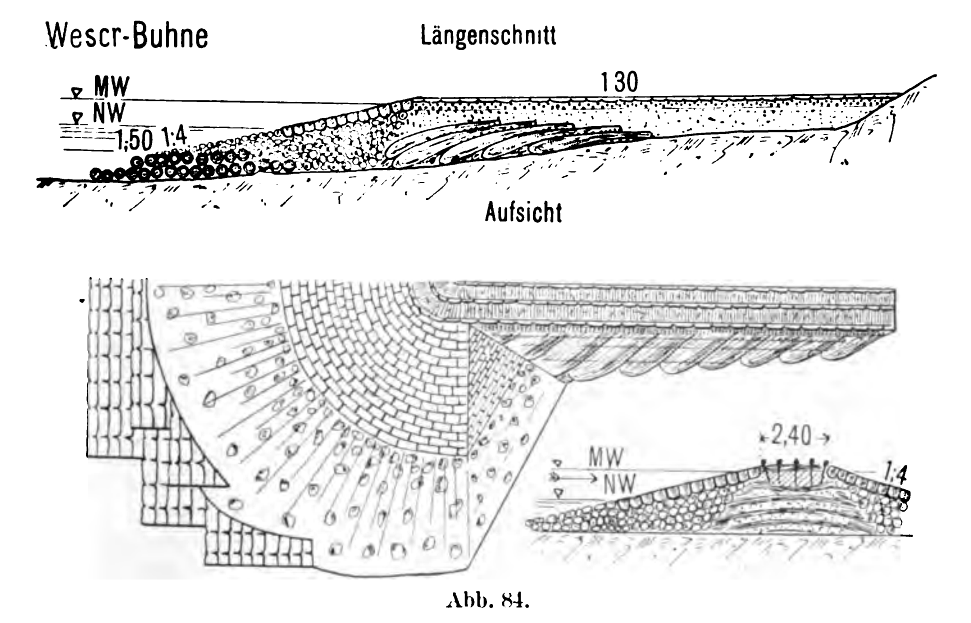


Abb. 84.

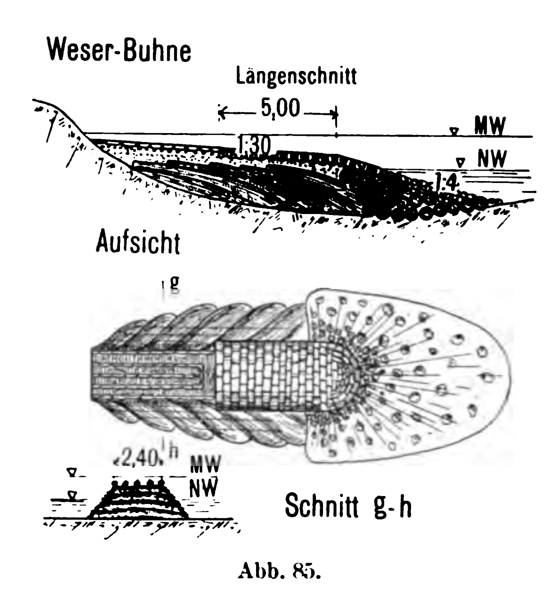


Abb. 85.

bau benutzt, dem große Steinschüttungen vorgelagert sind. Am Vorkopf können die Steine aber durch starke Strömung in Bewegung geraten, da sind in Abb. 84 Senkfaschinen verwendet, runde Körper, innen durch Stein und Kies beschwert und außen aus Busch gebildet, vgl. auch Abb. 95.

Abb. 85 zeigt eine kurze Buhne; sie muß, um zu wirken, in kurzen Abständen angeordnet werden.

β) Das Parallelwerk (digue submersible, overflowed dam).

Die Strömung zieht sich in die Zwischenräume kurzer Buhnen hinein und erreicht daher leicht die Ufer. Man baut in solchen Fällen statt der Buhnen ein Parallelwerk, auch Leitdamm genannt.

Abb. 86 gibt im Querschnitt ein Parallelwerk. Als Baumaterial ist Kies und Stein gewählt. Um an Steinen zu sparen, ist erst ein kleiner Steinkörper in Trapezform geschüttet; derselbe ist dann mit Kies hinterfüllt. Auf die Oberfläche dieser so gebildeten Schicht setzt sich der zweite Steinkörper. Das wiederholt sich ein drittesmal. Unter Niedrigwasser läßt sich nur Steinwurf herstellen. Über Niedrigwasser tritt an dessen Stelle der bessere Schutz aus Pflaster.

Um die starke Strömung von der Sohle in Nähe des Leitdammes und auch von diesem selbst abzuhalten, sind in mäßigen Abständen voneinander zungenförmige Steinschüttungen, sogenannte Strom-

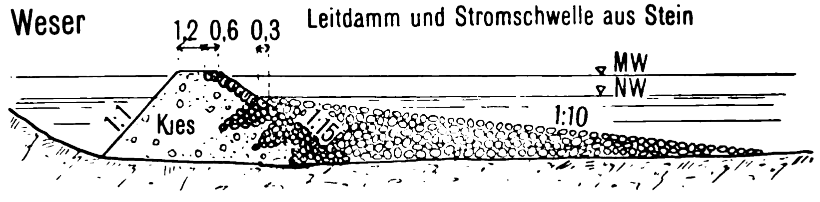


Abb. 86.

schwellen, vorgelagert; sie wirken wie die Buhnen z. B. in der Rhone oberhalb des Genfer Sees; vgl. Abb. 38, hier S. 97.

Um für die Räume zwischen dem Parallelwerk und dem alten Ufer des Mittellaufes allmählich eine Verlandung herbeizuführen, pflegt man in diesen Leitdämmen in größeren Abständen Lücken anzulegen. Es strömt dann das nahe der Sohle befindliche Wasser, welches Sand und Kies mit sich führt, in die hinteren Räume ein. Die Sohle ist in der Umgebung derartiger Lücken durch Sinkstücke oder sonstwie zu befestigen. Weiter unterhalb, wo das Wasser die Sinkstoffe abgesetzt hat, nachdem es, über breitere Querschnitte sich ausbreitend, eine langsame Bewegung angenommen hat, muß es wieder dem Strom zugewiesen werden. Dort ist ein Querbau zwischen Parallelwerk und Gelände herzustellen; vor demselben legt man eine breitere, weniger tief greifende Lücke an und etwas stromab hinter dem Querbau wieder eine schmalere, tunlichst bis auf die Sohle hinabreichende Fanglücke, in die das sandführende Wasser der Tiefe eindringt. Der Eintritt des Wassers erfolgt hier, weil hinter dem Querbau das Wasser landwärts vom Parallelwerk tiefer steht als im Fluß.

In den Abbildungen über den Rheinstrom sind Band I, S. 253 und 256—259, Leitdämme dargestellt.

Parallelwerke oder Leitdämme baut man auch an Stelle der Buhnen in Flußkrümmungen, und zwar auf der Seite des hohlen Ufers, weil dort die Strömung leicht in die Zwischenräume zwischen die Buhnen schlägt. Der Bau des Leitwerkes ist oftmals nur am oberen Ende der Krümmung durchzuführen, aber da auch besonders wirksam. Weiter flußabwärts im tiefen Kolk wird die Errichtung des Parallelwerkes zu teuer. Bei Buhnen kommt doch wenigstens nur der Kopf des ganzen Baues in tiefem Wasser zu liegen, während der Hauptkörper in seichtem Wasser nur kleineren Querschnitt zeigt. Die Kosten für 1 lfd. m Bau wachsen aber bei Buhnen und Parallelwerken mindestens mit dem Quadrat der Höhe des Baukörpers, also mit dem Quadrat der Wassertiefe.

b) *Sperrwerk* (*Koupierung*).[1]

(Vgl. Abb. 87.)

Der Abschluß alter Arme erfolgt nur allmählich. In erster Linie ist Sorge zu tragen, daß der andere Arm sich erweitern oder

1) Über Ausführung von Sperrwerken vgl. z. B.: 1. Honsell, Korrektion der Mündung des Neckars in den Rhein; Sperrwerk im Neckar. Allgem. Bauzeitung (Försters Bauzeitung) 1871. — 2. Franzius, Korrektion der Unter-

vertiefen kann. Flächen, welche zur Stromrinne hinzugezogen und durch die nächsten Hochwässer abgetrieben werden sollen, sind in ihrer Oberfläche aufzulockern, z. B. von einer etwa vorhandenen Grasnarbe zu befreien. Nur in dem Umfang, wie der andere Arm schon vermehrte Wassermengen aufzunehmen vermag, darf das Profil des abzubauenden Armes eingeengt werden. Zunächst muß für die zu schaffende Koupierung ein Sturzbett hergerichtet werden, denn bei dem weiteren Aufbau wirkt das Sperrwerk wie ein Wehr. Es werden daher große Sinkstücke verlegt (in Abb. 87 kreuzweise schraffiert). In den ersten Jahren der Bauausführung begnügt man sich mit diesem Einbau. Es weist der erzeugte Anstau dem Hauptarm mehr Wasser zu; so wird die Stoßkraft desselben vergrößert. Reicht diese trotzdem nicht aus, um dessen Bett hinreichend zu vertiefen, dann ist durch Baggerung nachzuhelfen. Inzwischen ist in dem abzuschneidenden Arm eine Verlandung vor den Sinkstücken

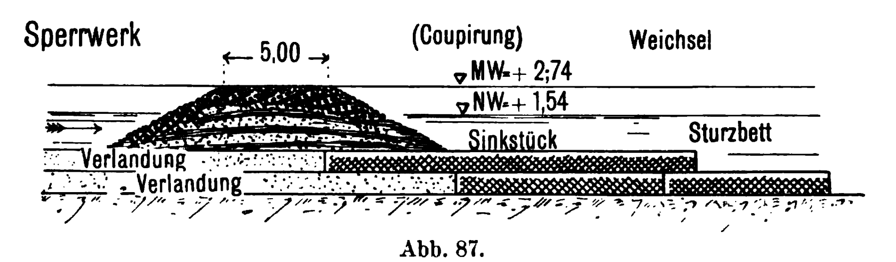


Abb. 87.

erfolgt, da die Strömung dort schwächer geworden ist und nicht mehr ausreicht, die mitgeführten schweren Sinkstoffe weiter zu tragen. Auf dem so erhöhten Gelände wird dann zu einer Zeit niedrigen Wasserstandes das Sperrwerk vollendet.

Das Hochwasser, welches noch Jahre hindurch oder vielleicht dauernd über diesen Bau hinweggeht, bildet so lange eine Gefahr für denselben, bis auch unterhalb des Abschlusses eine Verlandung erfolgt ist. Es treten da Erscheinungen auf wie bei den niedrigen Abstürzen der Schwarzwaldflüsse, an deren Seiten das Vorland und der Deichfuß einer Abpflasterung bedurfte. Es gilt also, nicht nur die Krone des Sperrwerkes zu befestigen, sondern auch das Gelände seitlich desselben. Auch da rauscht das Wasser bei höheren Ständen mit vermehrter Geschwindigkeit über das Vorland hin, weil das Sperrwerk einen Stau und mithin eine örtliche Gefällstufe veranlaßt,

---

weser; Sperrwerke in alten Weserarmen, Tafel VIII. Verlag von W. Engelmann, Leipzig.

so daß sich das Wasser unter vermehrtem, relativen Gefälle bewegt. Nicht selten erfolgte ein Durchbruch oder eine Kolkung auf dem Gelände neben dem Sperrwerk, wo dessen Oberfläche nicht hinreichend landeinwärts und flußabwärts künstlich befestigt gewesen ist.

c) *Uferschutz.*

Durch Buhnen oder Parallelwerke wird die Strömung an den Ufern gemäßigt, so daß derartig zurückliegende Ufer nur eines geringen Uferschutzes, z. B. nur einer Bepflanzung mit Weiden, oder, in höheren Lagen, nur des Schutzes durch eine gute Grasnarbe bedürfen. Anders am tiefen Wasser, wo das Ufer von der Strömung getroffen ist; dort werden stärker wirkende Schutzmittel erforderlich, welche nachstehend an einigen Beispielen besprochen sind.

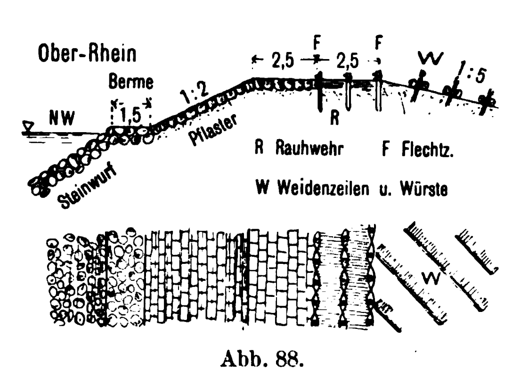


Abb. 88.

Abb. 88 zeigt unter Niedrigwasser Steinwurf (Abrollung). Auch Senkfaschinen (fascine fondrière, water-fascine) sind hier am Platze, welche bei starker Strömung in geschiebeführenden Flüssen durch Steinwurf gedeckt werden müssen. Der Verschleiß der Faschinen ist dort so groß, daß an ungedeckten Senkfaschinen der aus Strauch bestehende Mantel zerstört wird. Auch Betonwalzen sind neuerdings verwendet; Betonkal.

Über Niedrigwasser ist das Ufer zu pflastern, und zwar in einer Höhenlage, wo ein anderer, billigerer Schutz noch nicht stand hält. Verliert das Pflaster am Fuß seinen Halt, dann lockert es sich, kantet und rutscht oder rollt bei Hochwasser hinab (Abb. 55, S. 112); daher ist vor dem Pflasterfuß ein horizontaler Streifen vorzulagern, Berme genannt. In Abb. 88 fällt das Gelände hinter dem Uferwerk ab; es wird also überströmt. Um eine Hinterspülung zu verhindern, sind quer zum schräg übertretenden Strom auf dem abfallenden Gelände Weidenzeilen gepflanzt. Zwischen diesen und dem Pflaster wird eine Spreutlage aus lebenden, später ein Gebüsch bildenden Weiden gelegt, durch Flechtzäune gehalten, oder ein Rauhwehr aus totem Strauch. Dadurch wird das Pflaster gegen Hinterspülung geschützt.

Abb. 89 zeigt einen ähnlichen Uferschutz. Das Pflaster ist hier aber durch eine kräftige Betondecke ersetzt. Beton als Uferschutz ist nur dort billiger als Steinpflaster, wo die Rohmaterialien zum Beton billig und das Steinpflaster ziemlich teuer ist. Die Vorteile und Mängel der Betondecke sind hier im siebenten Abschnitt „Wasserbautechnische Versuche“ behandelt

Abb. 90 zeigt eine Abdeckung der Sohle vor dem Ufer durch Sinkstücke und einen Aufbau aus Packwerk. Über Niedrigwasser ist Pflaster verwendet, dahinter Rauhwehr. Hier ist der Boden sehr leicht beweglich. Es würde sich ohne den Sohlenschutz dort eine Kolkrinne vor dem Ufer ausbilden und das würde die Gefahr einer Rutschung des Deckwerks bedingen. In den Niederungen der großen Ströme ist der Boden oft so weich, daß, abgesehen von den zu großen, örtlichen Kosten des Steinmaterials, dieses als Deckung der Sohle nicht verwendet werden kann, weil ein Teil der Steine in den Boden der Sohle einsinken würde. Daß die Berme vor dem Pflaster in Höhe des Niedrigwassers hier fehlt, ist nur ein Fehler der zeichnerischen Darstellung. Es sei bemerkt, daß die Packwerkslagen im Schnitt horizontal erscheinen; ihre Neigung ist bei Uferdeckwerken flußabwärts gerichtet.

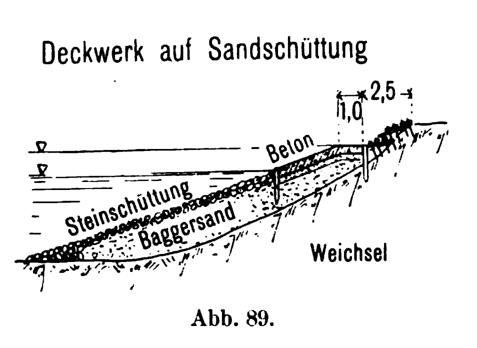


Abb. 89.

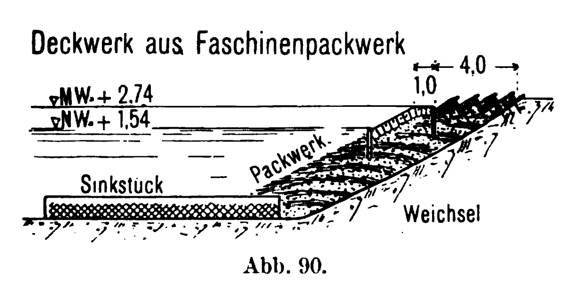


Abb. 90.

Abb. 91 veranschaulicht den Vorgang der Herstellung und Verlegung eines nach Art einer Matratze am Ort der Verwendung zusammenhängend hergestellten Sinkstückes (auch Sinklage genannt).

Schwimmbalken Q tragen den Buschbau bei seiner Anfertigung. Nach dessen Vollendung werden diese von dem verankerten Kahn aus unterweg herausgezogen. Dann senkt sich die Matratze bis zum Wasserspiegel. Durch Steinwurf, von dem schräg liegenden Kahn aus, erfolgt die Senkung des Deckwerkes bis auf

den Grund, d. h. bis auf die Böschung hinab. Dieser Vorgang der Herstellung und Versenkung findet stetig statt, so daß das Ganze fest zusammen hängt. Bei hinreichend regelmäßig gestalteten und hinreichend flachen Böschungen ist dieses Verfahren mit Vorteil zu verwenden. Das Packwerk Abb. 90 veranlaßt einen erheblich größeren Aufwand an Rohmaterial.

d) *Herstellung der Faschinenbauten*[1]) *(fascinage, fascine-work).*

Die Literatur bietet so manche wertvolle und eingehende Darstellung des Faschinenbaues, daß hier in der Folge, um eine erste Anschauung zu erwecken, nur weniges geboten zu werden braucht.

α) Das Sinkstück.

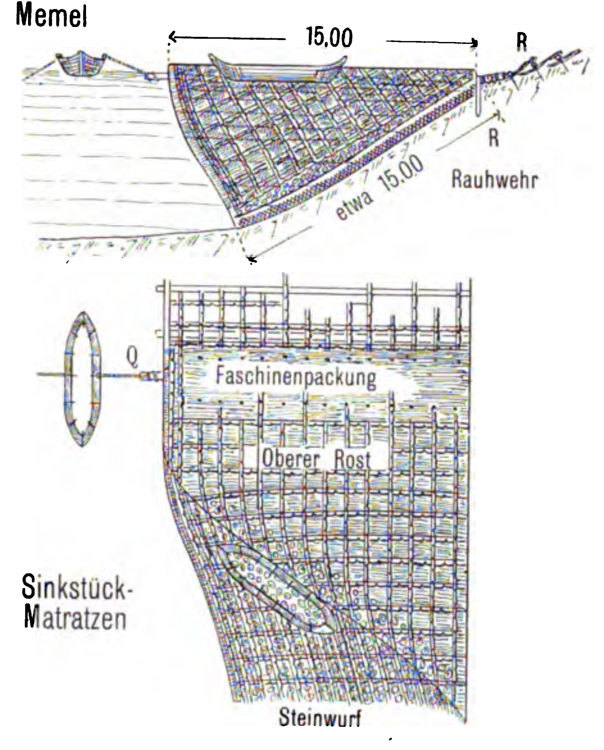


Abb. 91.

An einer geneigten Uferstrecke wird auf Holzschwellenunterlage oder auf einer geneigten, durch Pfähle gestützten Pritsche das Sinkstück hergestellt und nach Vollendung zu Wasser gelassen. Es rollt dann auf Walzen ab. Über den Walzen liegt lose zunächst Langholz, z. B. wählt man Bretter, die mit in das Wasser gleiten und mit Tauen am Lande so verbunden sind, daß sie sich leicht unter dem Sinkstück hervorziehen lassen, wenn sie nicht von selbst frei werden. Auch pflegt man den Unterbau als Wippe anzulegen, damit die Herstellung in horizontaler Lage erfolgen kann. Nach

1) Literaturangaben S. 166.

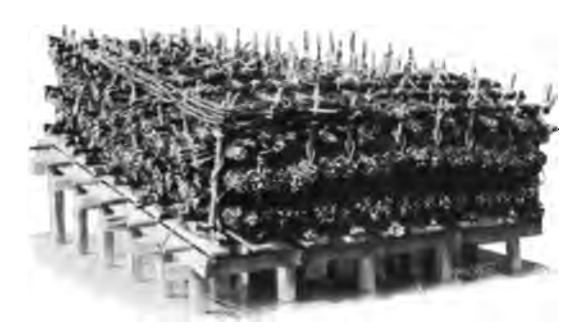


Abb. 92. Herstellung eines Sinkstückes.

der Vollendung kippt die Wippe bei Entfernung einer Stütze, und das Sinkstück läuft ab. Das Modell[1]) Abbildung 92 zeigt im festen Unterbau vielleicht mehr Pfähle als erforderlich; es läßt aber die Herstellung des Sinkstückes gut erkennen.

Zunächst ist ein aus Weidenwürsten hergestellter unterer Rost verlegt; vgl. auch die Aufsicht unten Abb. 93 Die Würste sind an ihren Kreuzungspunkten unter Überschlagung einzelner dieser Punkte miteinander verbunden. In gewissen Abständen sind Lundpfähle aufgestellt, an welchen Schnüre (Lundleinen) emporgebunden werden. Ihre unteren Enden sind am Rost befestigt. Die Lundpfähle dienen nur dazu, die Leinen hoch zu halten; sie sind nur lose aufgestellt. Nun werden kreuzweise Buschlagen aufgebracht, zum Schluß oben darauf wieder ein Rost aus Würsten gelegt und die Lundpfähle entfernt. Darauf werden die Lundleinen um den oberen Rost geschlungen und wird mit ihrer Hilfe das Ganze fest zusammengezogen und gebunden. Die Lundleinen sind geteert, um sie im Wasser widerstandsfähig zu machen.

Abb. 93 zeigt die Herstellung eines Sinkstückes auf Schwimmbalken Q, die je an den Seiten durch eine Langschwelle (Seitenbalken) mit Schnur in gleichem Abstand gehalten sind. Nach Vollendung werden erst diese Seiten-

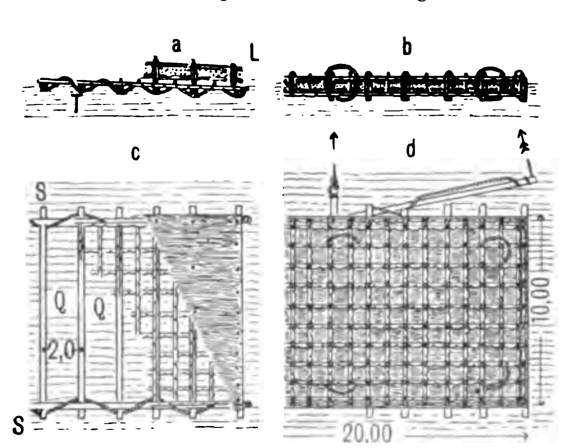


Abb. 93. Sinkstück auf Schwimmbalken hergestellt. siehe auch Abb. 91.

1) Die Abb. 92, 95 und 96 sind nach anschaulichen Modellen aufgenommen, welche die Firma J. Lenort, Breslau, Teichstraße, zu Zwecken des Unterrichtes im Wasserbau anfertigt und verkauft.

balken entfernt, vgl. Skizze *d*, und dann die Querbalken *Q* herausgezogen.

An den Ecken und in Abständen an den Seiten sind starke Ringtaue angebracht, die bis zum unteren Rost durchgreifen. Durch diese werden bei der Verlegung der Sinkstücke lose Leittaue gezogen.

Abb. 94 zeigt den Vorgang der Verlegung eines Sinkstückes. Das eine Ende des einen Leittaues ist stromaufwärts verankert, das andere Ende desselben ist zunächst am verankerten Tauteil befestigt. Es wird durch den Schwimmer *S* über Wasser gehalten. Der stromaufwärts liegende Kahn wird vom Ankertau gehalten. Der stromabwärts liegende Kahn ist mit ersterem vertaut, d. h. verbunden. Auch nach dem Lande zu ist das Sinkstück durch Taue gehalten. Andere Schnüre sind durch die Kranztaue gezogen und je am Schiffsbord befestigt. Ist die richtige Lage erreicht, dann werden Steine von den Kähnen aus auf das Sinkstück getragen und zuerst auf den mittleren Teil *W* geworfen, hernach von den Schiffen aus auf den Rand des Buschbaues. Wird die Spannung in den Haltetauen zu groß, dann lassen die Leute gleichzeitig je ein Ende derselben los. Die Taue ziehen sich durch die Kranzringe, die Versenkung erfolgt. Durch Führungsstangen *Z* kann auch dabei die richtige Lage noch erhalten bleiben. Zum Schluß wird der Steinwurf ergänzt, welche Arbeit eine längere Zeit erfordert. Endlich wird auch der Anker gelichtet. Das Ankertau ist durch Schwimmer *S* zu fassen. Der Knoten wird gelöst und das freie Ende durch den Kranzring des Sinkstückes gezogen, so daß das Ankertau nicht verloren geht. Auch die übrigen Haltetaue, von denen je ein Ende an den Schiffen befestigt war, sind inzwischen so herausgeholt.

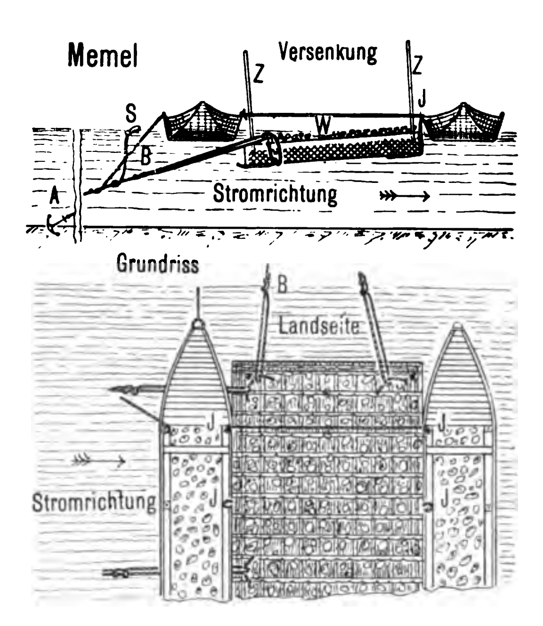


Abb. 94.

Herstellung des Sinkstückes in Tidearbeit. In Holland pflegt man auch wohl große Sinkstücke zur Zeit des niedrigen Wasserstandes, nachdem vorher alles vorbereitet ist, durch das emsige Zusammenwirken vieler Leute in 3—5 Stunden auf einem niedrigen Uferplan herzustellen. Das nächste Hochwasser hebt das vollendete Sinkstück, und kleine Schleppdampfer ziehen dasselbe dann in tieferes Wasser hinaus. Um ein derartig sehr großes Sinkstück zu versenken, müssen unter Umständen bis zu zwanzig Schiffe zusammen wirken. Dabei erfolgt im Ebbe- und Flutgebiet die Versenkung zur Zeit fallender Strömung, wenn die Flut sich in die Ebbe verkehren will. Von weit her am Lande wird die Richtlinie aufgenommen und Hornsignale werden von dort aus mit dem Personal am Sinkstück ausgetauscht.



Abb. 95. Senkfaschine.
Modell J. Lenort, Breslau.

β) Die Senkfaschine[1]) (fascine fondrière, water-fascine).

Abb. 95 zeigt eine Senkfaschine, auf der Faschinenbank liegend, auf welcher sie verfertigt wird. Erst wird der Busch ausgebreitet, dann das Belastungsmaterial, bestehend aus Steinen oder Kies, selten aus schwerem Boden oder Grassoden, aufgepackt und Busch darüber gelegt. Dann wird eine Kette, an Hebeln befestigt, um die Masse geschlungen und das Ganze zusammen gewürgt. In diesem Zustande wird der nun runde Körper mit Draht gebunden. Kette und Hebel werden zur nächsten Bindestelle gerückt und ein neues Band wird unweit vom ersteren herumgelegt. An den Enden fehlt die Einlage von Belastungsmaterial. In der Abbildung ist ein Teil der Buschhülle entfernt, um das Belastungsmaterial im Innern zu zeigen.

Die Senkfaschinen werden unter Benutzung von Gleitbalken mit Tauen, welche um die Faschine geschlungen sind, zu Wasser ge-

1) Vgl. die Bem. S. 162 und 166.

lassen oder, wenn sie verschifft werden sollen, erst auf die Plattform eines Kahnes gerollt und von da aus am Bestimmungsort versenkt.

Eine Sonderart der Senkfaschinen sind die Sinkwalzen, welche in Längen bis zu 200 m hergestellt werden. Sie sind zuerst von Gumppenberg an wilden Flüssen zur Herstellung des Fußes der Uferböschung angewendet. Oft werden mehrere Walzen aufeinandergelegt. Auch bei Durchstichen, wo der neue Flußlauf gegen Uferabbruch zu schützen ist, finden Sinkwalzen Verwendung.

Auch Sinkwalzen aus Beton sind neuerdings benutzt.[1])



Abb. 96.[2])

γ) Der Packwerksbau (crèche, éperon).

Abb. 96 zeigt das Modell einer Buhne aus Packwerk und darunter zur Ausfüllung einer Sohlenvertiefung ein kleines Sinkstück. An letzterem sind noch Lundpfähle zu sehen, die aber sonst nach Vollendung des Sinkstückes entfernt werden. Das Innere des Packwerkbaues ist hier nicht zu erkennen, da eine quer gelegte Decklage den inneren Buschbau verhüllt. Die säumenden Würste sind zu einer Zeit angebracht, da der Busch noch nicht durch Kies und Stein oben belastet war und daher bei der Ausführung teilweise schwimmend, teilweise sich nach rückwärts stützend über Niedrigwasser hielt. Der Kopf der Buhne ist hier abgepflastert. Am Vorkopf fehlt in Abb. 96 noch Steinwurf. Die Buhne greift hinten in das Ufer hinein, wo die sogenannte Buhnenkammer ausgehoben ist; vgl. *K*, Abb. 97.

Abb. 97 gibt einen Längenschnitt durch die Buhne. Jede Schicht besteht aus einer Vorlage *V* und einer Rücklage *R*.

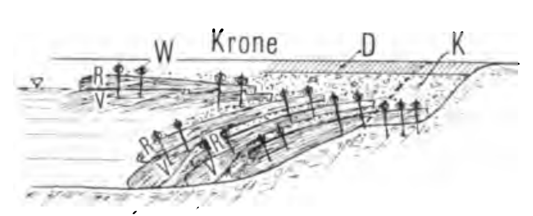


Abb. 97.

1) Vgl. Eng. Rec., Novemberheft 1905.

2) Vgl. die Bem. S. 162.

Die ganze Schicht ist länger als eine Faschinenlänge. Der Busch wird bei dem Verlegen der Vorlage so aufgebracht, daß die oberen Faschinen in jeder Lage *V* weiter vorgeschoben sind als die unteren. Die Rücklage *R* hält nun die weit vorgestreckten Büsche. Der Rand einer Lage wird mit Würsten (Wippen, Bandfaschinen) besetzt; diese sind durch Pfähle oder Pflöcke (Buhnenpfähle) gehalten. Sie werden in Längen von 20 m und Stärken von 15 cm aus frischem Reisig hergestellt, wobei die Stammenden nach derjenigen Richtung hinliegen, von der aus das Binden beginnt. Statt der Würste finden in neuerer Zeit auch Drahtschnüre, die aus zwei oder vier Drähten zusammengedreht werden, Anwendung. In Abständen von 60 bis 100 cm werden ringförmige Ösen gebildet, durch welche 1 m lange Pfähle (Pflöcke, Spickpfähle) geschlagen werden, um diese Drahtschnüre mit der Unterlage zu verbinden. Bei dem Bau schwimmt der vordere Teil der Schicht auf dem Wasser. Erst nachdem die Würste angebracht und Kies aufgeschüttet ist, senkt sich die Lage zu Boden. Der zwischen den Schichten befindliche Kies ist in der Abbildung punktiert angedeutet. Über verschiedene Ausbildung der Deck- oder Kronenlage *D* vgl. die Abb. 80—85, S. 153—156. Büsche der Kronenlage, welche mit ihren Zweigen nach außen liegen, heißen Wedellagen oder Schwipplagen im Gegensatz zu Stoppellagen, bei welchen die Stammenden außen liegen.

Der Faschinenbau[1]) findet sich sehr eingehend in verschiedenen Werken z. B. von G. Hagen besprochen; vgl. die trefflichen Abbildungen seines Werkes; Atlas, Teil 2, Tafel 37 zeigt das Binden der Faschinen, Faschinenpfähle und andere Pfähle. Tafel 38 bietet geflochtene Sinkstücke und geflochtene Senkfaschinen, heute aus Langbusch mit Drahtumwickelungen hergestellt, Tafel 39—41 zeigt den Packwerksbau, wie er heute noch verwendet wird.

e) Über die Wirkung der *Durchstiche*, die Erzielung von *Verlandungen* und die günstige Wirkung der Reibung bei Faschinenbauten vgl. Abschnitt *D*, S. 117—121.

F. Korrektion der Flüsse im Ebbe- und Flutgebiet.

Mit Eintritt der Flutbewegung des Meeres in den Stromlauf ändert sich der Charakter eines Flusses vollständig. Von der Flutgrenze bis zum Meere hin nimmt seine Breite und Tiefe bedeutend

1) G. Hagen. Wasserbaukunst, Teil II. — Eytelwein. Praktische Anweisung zur Bauart der Faschinenwerke. — Becker. Der Wasserbau I, Flußbau. Desgl. Allgem. Baukunde des Ingenieurs, Abschn. 9 (Faschinenbau). — Müller. Wasserwesen der Provinz Zeeland, mit Atlas 1898. M. 36,—.

zu. Bei einem Strom, wie z. B. der Elbe, beträgt die Wassermenge, welche während der Flut vom Meere her eindringt, etwa 200 Millionen Kubikmeter. Zweimal in gut 24 Stunden fließt diese Wassermenge flußaufwärts und zweimal zurück. Hierdurch wird eine gewaltige spülende Wirkung bedingt, unter deren Einfluß sich die Flußmündungen gegen das Meer trichterförmig erweitern. Und, je breiter die Wasserflächen flußaufwärts sich gestalten, desto mehr Wasser muß unten zuströmen, um auf diesen weiten Flächen den Wasserspiegel zu heben, hernach wieder abströmend. Dadurch vertieft sich der Fluß, soweit die Flut hinaufreicht, so daß er Seeschiffen ein schon von Natur aus ziemlich tiefes Fahrwasser bietet. Seehäfen, welche die Frachtgüter der Seeschiffe entgegennehmen, um sie durch das Binnenschiff oder die Eisenbahn weiter zu fördern, finden wir daher am Strom im Gebiet der Ebbe und Flut belegen. So beträgt z. B. der Flutwechsel bei Hamburg (genannt die Fluthöhe) noch 1,82 m. Städte, welche zu nahe der oberen Grenze des Ebbe- und Flutgebietes liegen, wie z. B. Bremen, bedürfen zur Ergänzung der Fahrrinne, die sich die vom Meer kommende Flut- und Ebbewelle schafft, noch besonderer Arbeiten. Die Korrektion der Unterweser[1]) ist darum in den Jahren 1888—1894 von Bremen bewirkt. Die Kosten der Korrektion betrugen 30 Millionen Mark. Verzinsung und Amortisation dieses Kapitals werden aus Schiffahrtsabgaben in etwa 50 Jahren bewirkt. Der Erfolg der Korrektion besteht darin, daß nunmehr Seeschiffe bis etwa $5^1/_2$ m Tiefgang Bremen erreichen können. Der große, gleichzeitig mit der Korrektion angelegte Hafen für Seeschiffe bei Bremen mußte nach 1900 durch bedeutende Erweiterungsbauten ergänzt werden. So erheblich hat sich der Verkehr gestaltet.

Die für ein solches Unternehmen erforderlichen Maßnahmen setzen sich zusammen aus den schon besprochenen Korrektionen, wie Ausführung von Durchstichen, Beseitigung von Stromteilungen, Beschränkung zu großer Breiten des Niedrigwassers durch Buhnen und Parallelwerke. Die Vertiefung der Sohle wurde durch den ausgehenden Ebbestrom erreicht sowie durch Baggerungen.

Es ist zu beachten, daß im Unterlauf des Flusses das Wasser von der See her zurückstaut. Die Baggerung ist hier also fast so wirksam wie in einem kanalisierten Fluß, dessen Spiegel vor dem

---

1) Die Korrektion der Unterweser von L. Franzius und H. Bücking. Verlag von W. Engelmann, Leipzig 1895. — Das Werk umfaßt eine ausführliche Beschreibung des Unternehmens mit eingehenden Berechnungen und einen Atlas mit 23 Tafeln, welche eine Übersicht über die baulichen Anlagen und über die Flutbewegung des Wassers im Weserstrom darbieten.

Wehr überhaupt nicht und im oberen Teil der Haltung auch nur mäßig sinkt, wenn die Sohle durch Baggern vertieft wird. Es ist hier aber mit Schwankungen im Wasserstande zu rechnen. Der Seespiegel fällt und steigt, er wirkt wie ein Wehr, welches zeitweise geöffnet und geschlossen wird. Es gilt, während der kurzen Zeit der Flut die weiten Fluträume des Stromes flußaufwärts wieder mit Wasser zu füllen, und zwar recht hoch, so daß tiefgehende Schiffe, welche zumal bei Hochwasser diese Wasserstraße befahren, dann eine hinreichende Fahrtiefe vorfinden.

Wehre kanalisierter Flüsse werden ferner bei Hochwasser geöffnet. Die Strömung entwickelt sich dann mit voller Kraft; sie nimmt Sinkstoffe mit sich und verhütet eine Aufhöhung der Sohle durch Ablagerungen. Das ist hier anders. In der durch Baggerung künstlich vertieften Flußrinne entwickelt sich vermöge der begrenzten Oberwassermenge nach der erfolgten Vertiefung nicht mehr die nämliche Geschwindigkeit, da die Höhenlage des Seespiegels gegen vordem unverändert bleibt. Hier würden sich also Ablagerungen einstellen, deren Beseitigung nur durch kostspielige, dauernde Baggerungen möglich wäre, wenn es nicht gelingt, die spülende Kraft der Flut- und Ebbeströmung und insbesondere die letztere zu verstärken. Und das ist, wie Franzius in seinem Entwurf der Unterweserkorrektion zeigte, erreichbar. Franzius wies nach, daß durch Herstellung eines regelmäßigen Flußlaufes von besonderer Profilbeschaffenheit bei vermehrter Tiefe zur Zeit der Ebbe das Niedrigwasser stärker sinkt als zuvor, während das Hochwasser eher eine geringe Steigerung als eine Abnahme erfährt. Die Fluthöhe, der Unterschied zwischen Hoch- und Niedrigwasser, wird also auf diese Weise größer. Damit wird das Wasservolumen gesteigert, welches zweimal täglich aus- und einströmt. Die Geschwindigkeit der Ebbeströmung wird also gegen zuvor verstärkt; sie erlahmt nicht, sondern sie wird die Wirkung der Baggerung vielmehr erhöhen, indem sie die Sohle angreift und Sand fortführt.

Um diese günstige Wirkung der Flutbewegung zu erreichen, wird dem Fluß, von der weiten Mündung ausgehend, flußaufwärts ein nach Art des Trichters sich stetig verjüngendes Bett zugewiesen. Dazu bedarf es der Beseitigung alter Arme, zu großer Weiten, welche das Empordringen der Flut flußaufwärts verzögern, und einer Beseitigung zu starker Flußkrümmungen.

Um ferner den spülenden, nach dem Meere führenden Ebbestrom zusammen zu halten, damit dessen Wirkung sich auf die Schiffahrtsrinne besonders richtet, sind niedrig angelegte Leitdämme mit Querbauten als Anschluß an die Ufer des Vorlandes erbaut.

Abb. 190 (Band I, Grundbau, S. 202) zeigt einen Bagger, welcher an der Unterweser tätig war, Abb. 210, S. 225, die Baggerwerft und Abb. 194 und 195, S. 209 und 210 daselbst, die Verfüllung eines alten Weserarmes mit Baggergut durch einen Spüler.

Die Wellen der Flut- und Ebbebewegung habe ich mit Vorliebe studiert. Meine erste Arbeit über den Unterschied in der Fortpflanzung der einzelnen Wellen im Gegensatz zu ganzen Wellengruppen schrieb ich am Schluß meines dritten Studienjahres. Ein Teil dieser Arbeit über die Wellen erregende Wirkung des Windes[1]) ist später veröffentlicht. Erst nach Studien über die gewöhnliche, die fließende Bewegung des Wassers gleichförmiger Bewegung[2]) wendete ich meine Aufmerksamkeit der unstetigen Wasserbewegung[3]) zu, bei welcher zeitweise ein Teil der lebendigen Kraft des fließenden Wassers zur Überwindung von Gefällen benutzt wird, so daß das Wasser einen höheren Spiegel erreicht, aber an Geschwindigkeit verliert. Eine besondere Art dieser Vorgänge ist diejenige der stehenden Welle und der bewegten Welle. So folgte zwei Jahre später meine Abhandlung über die Wellen der Ebbe und Flut.[4]) Bei diesen Wellen in Gewässern geringer Tiefe, kleiner als etwa 100 m, schwingt das Wasser fast nur hin und her. Die auf- und absteigende Bewegung erfolgt 3000fach langsamer, so daß kein beachtenswerter Arbeitsaufwand durch vertikale Beschleunigung der Massen hervorgerufen wird und die wesentlichsten Beziehungen sich daher durch einfache mathematische Ausdrücke darstellen lassen. Bei den gewöhnlichen, vom Winde erzeugten kurzen Wellen ist das anders. Da vollführen die Wasserteilchen Drehschwingungen, bei denen die Vertikalschwingung gegen die Horizontalschwingung an Bedeutung keineswegs zurücktritt. Weitere Studien bezogen sich auf Drehschwingungen, welche im Ätherraume entstehen müssen, wenn der elektrische Strom sich in einem Leiter bewegt, und auf eine Zusammenfassung dieser Drehschwingungen zu verwickelten Gebilden, wenn der Strom einen Kreisleiter durcheilt. Dann entstehen Vorgänge, welche zu Abstoßungen und Anziehungen führen und voraussichtlich dem Magnetismus zugrunde liegen. Es tritt dabei ein Zusammenwirken von statischem und dynamischem Druck ein.

Andere Wellen treten in den oberen Schichten der Atmosphäre auf; sie ähneln den Flutwellen in Strömen, unterscheiden sich aber von ihnen durch eine kreisähnliche, horizontale Bahn ihrer Horizontalschwingung, hervorgerufen durch die Drehung der Erde um ihre Achse. Durch das Zusammenwirken dieser Schwingungen, von Sonne wie Mond erzeugt, entstehen bisweilen verstärkte Bewegungen, besonders gegen den Neumond hin und in unserer geographischen Breite zur Zeit, wenn die Gestirne etwa die Deklination — 17 bis — 18 besitzen. Es zeigte sich dann vielfach unruhige Witterung.[5])

---

1) Über Gestalt und Bewegung der Wasserwellen, Exners Repertorium der Physik, Band XXII, Wien.

2) Wasserbewegung im Strom und Gestaltung der Flußsohle. Zeitschr. d. Archit.- u. Ing.-Ver., Hannover, Jahrg. 1890, S. 455—468.

3) Ungleichförmige Wasserbewegung; — dieselbe Zeitschr., Jahrg. 1894, S. 581—608.

4) Ein Beitrag zur Berechnung der Wellen und der Flut- und Ebbebewegung des Wassers; — dieselbe Zeitschr., Jahrg. 1896, S. 475—507.

5) M. Möller. Flut und Witterung. Verlag von Alb. Limbach, Braunschweig 1905. M. 1,—.

Die Erscheinungen der Ebbe und Flut sind weiterhin im sechsten Abschnitt unter I *H* 1 besprochen. Es sei hier nur folgendes ausgeführt. Die Wasserwelle bewegt sich immer in einer Richtung fort, so wie die Teilchen im Wellenberge schwingen. Im Wellental besitzen die Teilchen eine entgegengesetzte Bewegungsrichtung.

Dringt eine Welle in einen Trichter ein, dann hebt sich der Kopf der Welle im Strom flußaufwärts so lange höher empor als im Wellenscheitel noch Flutströmung, d. h. Schwingung oder Strömung flußaufwärts besteht. Am Ort, wo im Wellenscheitel Ruhe, d. h. keine Strömung herrscht, bleibt die Höhe des Wellenberges unverändert. Weiter aufwärts, wo im Scheitel der Welle Ebbeströmung auftritt, steigt der Scheitel der Welle flußaufwärts wieder, und zwar nach den Gesetzen des Stauvorganges. Diese und andere Eigenschaften der Flutwelle, wie die Geschwindigkeit der Fortpflanzung und die Umbildung der Wellenform, finden sich in meiner S. 169 genannten Arbeit vom Jahre 1896 in einfacher Darstellungsweise mathematisch behandelt.

Im Interesse der Kürze und Übersicht der Darstellung ist die Wirkung der Reibung bei jenen Berechnungen vernachlässigt. Bei der Wellenbewegung ohne Reibung ergeben sich die Geschwindigkeiten einfach aus dem Vorrat an Druckhöhe, an absolutem Gefälle, welchen die Welle infolge der Höhe des Wellenberges besitzt. Die ganze Druckhöhe wird hier auf Erzeugung horizontaler Beschleunigung verwendet.

In meinen Berechnungen, wie überhaupt bei Untersuchungen über Wellen ist kein Arbeitsaufwand auf Überwindung der Reibung in Ansatz gebracht, während Franzius die Flut- und Ebbeströmung wie gleichförmig fließend behandelt, die Reibung berücksichtigt, aber für die Erzeugung der Geschwindigkeit, d. h. für Beschleunigung, keinen Arbeitsverbrauch in Ansatz bringt. Erst eine Vereinigung beider Berechnungsweisen würde genauere Resultate ergeben, und zwar treten die wahren Geschwindigkeiten etwas später und zwar bis zum Betrage von etwa einer halben oder einer Stunde später ein, als nach der Berechnung, welche nur die Reibung und nicht die zur Aufwendung der Beschleunigung benötigte Arbeit und Zeit berücksichtigt, zu erwarten wäre.

Zweiter Abschnitt.

Der Kanalbau und Schiffahrtsbetrieb.

Literatur:

1. Handbuch d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt., 2. Hälfte, Kap. 15, S. 347: „Schleusen und Schiffahrtskanäle." 21 M. A. Seekanäle S. 350—368; B. Kanäle für Binnenschiffahrt S. 369; Literaturangaben S. 436; insbesondere Hinweise auf die Veröffentlichungen über ausgeführte Kanäle.
2. Ergänzungsheft III zum Handb., 3. Abt., über Seekanäle, Strommündungen, Seehäfen. C. Beschreibung neuerer Seekanäle: Manchester-Seekanal S. 13, Nordostsee-Kanal S. 17, Amsterdamer Nordsee-Kanal bei Ymuiden S. 22, Suez-, Panama-, Nicaragua-Kanal S. 24—33.
3. Cours de Travaux maritimes II, Kap. 24, S. 254: Seekanäle (canaux maritimes). Beide Bände zusammen 80 M.
4. Handb. d. Bauk., 2. Heft: Der Wasserbau, F—Kanalbau S. 147—156.
5. Oppermann, Die Vorarbeiten für Schiffahrtskanäle oder ähnliche Anlagen und die Geschäftsführung bei deren Ausbau. Verlag von W. Engelmann, Leipzig. 18 M.
6. Sympher, Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten. Verlag wie vorstehend. 8 M.
7. Ders., Der Verkehr auf deutschen Wasserstraßen. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn. 1,60 M.
8. G. Osthoff, Kostenberechnungen der Schiffahrts-Kanäle und Schleusen, S. 523—526. Verlag von J. J. Arnd, Leipzig. 12 M.
9. Denkschrift, Gesetzentwurf Nr. 96 A: Bau des Kanals vom Rhein nach Hannover.
10. Mitteilungen in Zeitschriften über Bauausführung der größeren Kanäle Deutschlands siehe hier Band I, S. 243.
11. Gerhardt, Uferdeckungen durch Binsen, Rohr, Schilf. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 453.
12. Zeitschr. f. Binnensch., z. B. vom Bau des Teltow-Kanals, Jahrg. 1903, S. 336 u. 365.
13. Zeitschr.: Das Schiff.

I. Schiffahrtskanäle.

A. Arten der Kanäle.

1. Seekanäle[1]) verbinden entweder zwei Meere miteinander oder einen Seehafen mit dem Meere; sie sind so tief und breit, daß sie dem Seeschiff[2]) ein hinreichendes Fahrwasser bieten. Die Segelschiffe, bisweilen auch größere Dampfer werden auf ihnen durch kleine Schleppdampfer gezogen.

2. Kanäle für Binnenschiffahrt; diese nur seien hier behandelt.

B. Linienführung der Kanäle für Binnenschiffahrt.

Zur Verbindung vorhandener natürlicher Wasserstraßen, d. h. größerer Flüsse oder Ströme, werden Kanäle angelegt, welche der Binnenschiffahrt dienen. Außerdem werden, von diesen durchgehenden Hauptkanälen abzweigend, zum Anschluß einzelner großen Industrie- oder Handelsplätze Seitenkanäle (Stichkanäle) hergestellt.

In Norddeutschland, wo die Ströme nach Nordnordwest verlaufen, sind die Hauptkanäle vorwiegend von Westsüdwest nach Ostnordost gerichtet, vgl. die Karte Band I, S. 245.

Die Hauptkanäle überschreiten die Wasserscheide zwischen zwei Flüssen am Ort einer Einsattelung. Die dort anzulegende Haltung heißt Scheitelhaltung (bief du partage, summit-level pond); sie ist tunlichst lang zu wählen und mit großer Wassertiefe herzurichten, damit sie gleichzeitig als Wasserbehälter dienen kann. Von ihr aus findet bei dem Vorgang des Schleusens Wasserverbrauch nach beiden Enden hin statt, während bei den anderen Haltungen auf den Hängen beim Schleusen der Schiffe Wasser von der oberen Haltung zufließt. Der Wasserverbrauch ist daher in der Scheitelhaltung weitaus am größten. Zudem ist dort die Zuführung von Speisewasser[3]) am schwierigsten, weil die Scheitelhaltung einen Höhenrücken durchquert. Nun ist aber eine reichliche Speisung für die Leistungsfähigkeit des Kanals Hauptbedingung. Daher ist die Linienführung desselben sehr wesentlich von dem Umstande abhängig, daß sich eine

---

1) Literatur S. 171; siehe auch hier Band I, S. 314: Der Königsberger Seekanal, und S. 317: Der Kaiser-Wilhelm-Kanal.

2) Über Seeschiffe, Arten, Abmessungen und Betrieb siehe Seehäfen, 5. Abschnitt, II.

3) Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt., 2. Hälfte, S. 416—420. Verbrauch an Speisewasser desgl. S. 410.

passende Örtlichkeit für Gewinnung einer hinreichend tief belegenen und langen Scheitelhaltung findet. Diese Erwägungen sind neben denen wirtschaftlicher Art in Bezug auf Wahl der Linie die wichtigsten.

C. Speisung der Kanäle.

Die Entnahme des erforderlichen Speisewassers erfolgt entweder durch Gefälleitungen aus einem Wasserlauf an einem oberhalb belegenen Ort, bisweilen unter Benutzung von Stauweihern [1]) zur Aufspeicherung des Wassers zu trockener Jahreszeit, oder teilweise durch künstliche Hebung; vgl. das Schöpfwerk des Dortmund-Ems-Kanals am Lippe-Aquädukt, vgl. hier Band I, S. 273.

Der Verbrauch an Speisewasser setzt sich zusammen aus dem Verbrauch bei Schleusungen, aus dem Verlust durch Wasserverdunstung, Versickerung in den Boden und Undichtigkeiten der Schleusentore sowie der Umlaufverschlüsse.

Beispiel: Eine Scheitelhaltung von 30 m Spiegelbreite und 150 km Länge ist durch Schleusen von 80 m Kammerlänge und 9 m Kammerweite bei 2,5 m Gefälle mit den unteren Haltungen verbunden. Es sei auf 40 Kammerfüllungen in 24 Stunden zu rechnen. Wie groß ist der Verbrauch an Speisewasser?

1. Schleusungen:
   Eine Schleuse verbrauch an Füllmasse $40 \cdot 80 \cdot 9 \cdot 2{,}5 = 72000$ cbm/24 Std., zwei Schleusen, je eine an jedem Ende der Haltung, verbrauchen zusammen $2 \cdot 72000 =$ 144000 cbm/24 Std.
2. Die Verdunstung beträgt in heißer, trockener Jahreszeit 4 mm in 24 Stunden, oder $\frac{4}{1000}$ cbm auf 1 qm; hier mithin $\frac{4}{1000} \cdot 30 \cdot 150000 =$ . . . . 18000 „
3. Versickerung (sehr verschieden nach Höhenlage des Grundwasserspiegels und der Bodenarten). Es sei hier 0,5 cbm auf 1 lfd. m Kanallänge angenommen $0{,}5 \times 150000 =$ 75000 „
4. Verlust durch Undichtigkeiten der Verschlußvorrichtungen . . . . 2000 „

zusammen 239000 cbm/24 Std.

$$\text{oder in 1 Sek.: } q = \frac{239000}{24 \cdot 3600} = 2{,}8 \text{ cbm.}$$

---

1) Über Stauweiher siehe hier den 3. Abschnitt, VII. Talsperren.

Für die anderen Haltungen ist zu beachten, daß die von oberen Haltungen, zumal von der Scheitelhaltung zufließende Wassermenge einen großen Teil des Wasserverbrauches unterer Haltungen ausgleicht.

Bei Anlage von Sparbecken findet eine Verminderung des Wasserverbrauches statt; siehe diese im Abschnitt über Schleusen und im Band I, S. 271.

Ferner sinkt der Wasserverbrauch bei Schleusungen, wenn die Summe der Wasserverdrängungen (Flottmenge) der zu Tal (flußabwärts) gehenden Schiffe in der nämlichen Zeitspanne größer ist als der zu Berg (flußauf) fahrenden Schiffe, und zwar sinkt der Verbrauch um den Unterschied beider Beträge. Wenn nämlich ein Schiff von oberhalb in die gefüllte Kammer einfährt, drängt es um den Betrag seiner Flottmenge Wasser aus der Kammer in die obere Haltung zurück, welche Wassermenge gleichsam gewonnen wird. Umgekehrt strömt aus der oberen Haltung der Betrag der Flottmenge an Wasser in die Kammer ein, wenn ein Schiff oben aus derselben, zu Berg fahrend, austritt. Diese Wassermenge wird der oberen Haltung außer der zur Füllung der Kammer erforderlichen Wassermenge noch besonders entzogen.

D. Abmessungen der Kanäle und Schleusen.

Da die Kanäle an Beispielen in Band I schon besprochen sind und die Schleusen in einem besonderen Abschnitt (4) behandelt werden, mögen hier folgende Hinweise genügen.

Angaben über die Quer- und Längenprofile der Kanäle, sowie anschauliche Darstellungen über mancherlei Kanalbauwerke wie Brücken, Düker, Sicherheitstore siehe Band I, S. 268—273, 292—296 und 317—326. Die Abmessungen der Schleusen und Schiffe sind dort ferner gegeben; siehe auch das Sachregister von Band I. Vgl. ferner die Zusammenstellungen über Wassertiefe und Zeit der Ausführung deutscher Kanäle Band I, S. 246 und 247.

E. Bau der Kanäle und die Kanalhäfen.[1])

Die Herstellung des Kanales, „der Erdaushub“, ist unter Baggerungen im Band I, S. 194—234, behandelt. Über die Dichtung des Kanalbettes in durchlässigem Boden bei tiefer Lage des

1) Siehe die Literaturhinweise betr. Beschreibung der neueren großen Kanäle Deutschlands in Zeitschriften, Band I, S. 243 u. 244. — Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt. (2. Hälfte): „Schleusen und Schiffahrtskanäle“.

Grundwasserstandes, insbesondere bei Dämmen, durch Tonboden siehe Handb. d. Ingw.[1]) Die Uferbefestigung[2])[4]) der Kanalböschungen ist im letzten Abschnitt „Versuche" besprochen. Kanalhäfen[3])[5]) sind im 5. Abschnitt „Häfen" erörtert. Kleinere Häfen, Ladeufer oder Lösch- und Ladeplätze genannt, bestehen in einer einfachen Erweiterung des Kanalprofils, verbunden mit einem anstoßenden Hafengelände, welches Zufahrtswege besitzt. Die Kanalhäfen unterscheiden sich von Flußhäfen vorteilhaft durch den geringen Wechsel ihres Wasserstandes. Das bedingt, ähnlich wie bei Dockhäfen, einen geringen Kostenaufwand für Ausbildung des Ladeufers. Einen Blick auf den Leinpfad bieten Abb. S. 296, Band I, und die Abb. 101 bis 109 des hier behandelten Abschnittes.

Es sei noch hervorgehoben, daß bei Anlage von Kanälen der Entwässerung oder Bewässerung des benachbarten Geländes besondere Aufmerksamkeit zu schenken ist. Die Möglichkeit einer Schädigung der Landeskultur ist schon bei Wahl der Trasse tunlichst auszuschließen oder durch künstliche bauliche Anlagen zu verhindern. Insbesondere sind Entwässerungsgräben dort anzulegen, wo der Kanal zwischen Dämmen eine Niederung durchzieht.

Wo reichlich Wasser zur Verfügung steht, kann der Kanal zu Bewässerungszwecken, also zur Hebung der Landeskultur, ausgewertet werden. Das ist z. B. unweit Lingen erreicht, wo eine Strecke des Dortmund-Ems-Kanals mit dem Emsfluß in Verbindung steht und von diesem gespeist wird.

F. Die Kosten der Kanäle

für Binnenschiffahrt betragen je nach ihrer Größe, dem Gelände und der Bodenart zwischen 200 bis 400000 M. für 1 km Kanalstrecke, einschließlich der Kosten aller Bauten und Nebenanlagen.

Die Kosten des Dortmund-Ems-Kanals[6]) sind Band I, S. 277, aufgeführt, und zwar diejenigen der ganzen Anlage, der einzelnen Bauwerke und der Bodenbewegung. Siehe auch die Literaturangabe 8, S. 171.

---

1) Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt. (2. Hälfte): „Schleusen und Schiffahrtskanäle", S. 391; 2) S. 395; 3) S. 428; auch S. 434.

4) Gerhardt, Uferdeckungen durch Binsen, Rohr, Schilf. Zeitschrift f. Bauw. 1897, S. 453.

5) Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt. (1. Hälfte), S. 583.

6) Festschrift zur Eröffnung des Dortmund-Ems-Kanals.

II. Wirtschaftliche Vorteile der Wasserstraßen.

Der Bewegungwiderstand von Schiffen bei langsamer Fahrt in ruhigem Wasser ist weitaus geringer als derjenige der Eisenbahnfahrzeuge. Es tritt der günstige Umstand hinzu, daß die bewegte tote Last des Schiffsgefäßes im Verhältnis zum Gewicht der Ladung kleiner ist als das entsprechende Verhältnis für Eisenbahnwagen. Ein weiterer Vorteil der Kanäle liegt darin, daß ihre Herstellung die bessere Auswertung schon vorhandener, natürlicher Wasserstraßen ermöglicht.

Zum Nachteil gereicht hingegen der Schiffahrt auf Kanälen der Umstand, daß sie im Winter leicht zufrieren, und daß die Beförderung der Güter hier wie auf allen anderen Wasserstraßen nur langsam erfolgen kann, wächst doch der Bewegungswiderstand etwa mit dem Quadrat der Fahrgeschwindigkeit. Wasserstraßen, insbesondere Kanäle, eignen sich aber vor allem für den Transport von Massengütern, deren Verfrachtung mit der Bahn sich unter Umständen, zumal auf weitere Entfernung hin, ganz unwirtschaftlich gestalten kann. Durch die Wasserstraße wird für dieselben ein weit größeres Verwendungsgebiet geschaffen.

Sympher[1]) führt aus, daß der Transport auf Eisenbahnen bei groben Massengütern etwa 2,70 Pf./tkm kostet, hingegen auf den großen Strömen etwa nur 0,9 Pf./tkm, so daß sich eine Ersparnis von 1,8 Pf./tkm ermittelt, oder unter Beachtung der längeren Wegesstrecken einer Fahrt auf Flüssen gegenüber Eisenbahnen etwa eine Ersparnis von 1,6 Pf./tkm. Dieser Betrag ist für die großen Ströme ermittelt. Im Gesamtdurchschnitt des deutschen Wasserstraßenverkehrs ermäßigt sich die Ersparnis auf 1,4 Pf./tkm.

Die im Interesse der Schiffahrt an den großen preußischen Strömen ausgeführten Bauten würden bei Verzinsung mit 5% sowie durch die Kosten ihrer Unterhaltung den Verkehr auf Wasserstraßen mit 0,37 Pf./tkm belasten, falls der Verkehr die Kosten zu tragen hätte, so daß dann noch ein volkswirtschaftlicher Nutzen von $1{,}4 - 0{,}37 = 1{,}03$ Pf./tkm durch den Verkehr auf der Wasserstraße gegenüber demjenigen auf der Eisenbahn zu Gunsten der Wasserstraße verbliebe. Nach dem Stande des Verkehres auf deutschen Wasserstraßen vom Jahre 1885 entspricht das einem jährlichen Nutzen von 49,4 Millionen Mark. In Wirklichkeit fällt der Betrag von 0,37 Pf./tkm nicht ganz dem Frachtverkehr zur Last, da auf

1) Sympher. Der Verkehr an den Wasserstraßen, siehe S. 171.

den großen Strömen keine Schiffahrtsabgaben erhoben werden. Bei Ermittelung des wirtschaftlichen Nutzwertes der Wasserstraßen gegenüber den Eisenbahnen ist jener Betrag für Verzinsung und Amortisation des Anlagekapitals, wie für Unterhaltung, wie das oben geschehen ist, aber mit in Ansatz zu bringen.

Auf künstlichen Wasserstraßen (Kanälen) wird meistens eine Schiffahrtsabgabe erhoben, welche mindestens die Unterhaltungs- und Betriebskosten zu decken hat.

Sympher[1]) bietet Beispiele zur Berechnung von Frachtsätzen auf Eisenbahnen und Wasserstraßen, wobei die Kanalabgabe zu 1,0 Pf./tkm angenommen ist, also für 40 km Kanallänge zu 40 Pf. = 0,4 Mk. für 1 Tonne; geschrieben 0,40 Mk./t.

Bei einer vollen Schiffsladung Kohlen von 600 t betragen nach diesen Ermittelungen z. B. die Frachtkosten für den ganzen Weg von Herne im Ruhrgebiet bis Mannheim:

1. nach Vollendung des westlichen Teiles des Mittellandkanals, d. h. der Anschlußstrecke nach dem Rhein 3,88 Mk./t
2. desgl. vor Ausbau jenes Kanals, also bei Benutzung der Eisenbahn bis Ruhrort oder Duisburg . . . . 4,61 „
3. ohne Benutzung der Wasserstraße (d. h. des Rheinstromes) . . . . 8,30 „

Es liegt auf der Hand, daß durch eine Verminderung der Fracht für Kohlen von 8,30 auf 3,88 Mk./t blühende Industrien am oberen Rhein ermöglicht sind, während bei fehlendem Schiffahrtswege die Lebensfähigkeit jener Industrien dort vielleicht in Frage gestellt wäre.

Sympher behandelt in dem vorn bezeichneten Werk zunächst die Verkehrsverhältnisse der vorhandenen Wasserstraßen; er gewinnt so die festen Einheitssätze und stellt dann, unter Benutzung der letzteren, die Verkehrs- und Ertragsberechnung für den Mittellandkanal und dessen Stichkanäle auf.

Die Denkschrift[2]), betreffend Herstellung eines Schiffahrtskanals vom Rhein nach Hannover bietet S. 26—31 Angaben über die Höhe der Frachtkosten auf deutschen Wasserstraßen einschließlich der Abgaben auf künstlichen Wasserwegen; siehe S. 27 d. Dkschr.

---

1) Sympher, Wasserwirtschaftliche Vorarbeiten, S. 20—41, insbesondere S. 39 und 40.

2) Gesetzentwurf Nr. 96, Haus der Abgeordneten 1904. Anlage A (Anlage I): Denkschrift betr. Herstellung eines Schiffahrtskanals vom Rhein nach Hannover, mit drei Plänen.

a) *Die Schiffahrtskosten*

ohne die Nebenkosten betragen bei der langen Fahrt:

vom Ruhrgebiet bis Hannover . . 0,5 Pf./tkm
oder bei kürzeren Strecken . . . 0,7 „

In obigen Sätzen sind an Nebenkosten berücksichtigt:

20 Pf./t	als Spesen und Versicherungsgebühr,
30 „	für zwei Hafengebühren,
10 „	für das Kippen der Kohle vom Eisenbahnwagen in das Schiff,
22—100 „	für etwa erforderliches Umladen vom Schiff auf die Eisenbahn oder auf ein anderes Schiff.

b) *Kanalabgaben.*

1. Für die Anschlußstrecke von Dortmund an den Rhein sind folgende Sätze vorgesehen:

Für wertvolle Ware — die höchste Abgabe I	2,0 Pf./tkm
Für Massengüter — die niedrigste Abgabe III	1,0 „
Die mittlere Abgabe unter Berücksichtigung der verfrachteten Mengen beträgt . . .	1,15 „
2. Für die übrige Strecke nach Osten die Hälfte obiger Beträge also	1,0—0,5 „

Diese Sätze sind so bemessen, daß aus der Kanalabgabe voraussichtlich, vom zehnten Jahre der Bauvollendung ab gerechnet, die jährlichen Betriebskosten, die Unterhaltungskosten und eine Verzinsung mit 3 %, sowie eine Amortisation mit $^1/_2$ % bestritten werden können; Denkschr. S. 38.

Die Gesamttransportkosten, als Summe aus den Einzelkosten *a* und *b*, ermitteln sich wie folgt (Denkschr. unten S. 28). Des Vergleiches halber sind die Eisenbahnfrachten für eine Strecke von etwa 350 km und für die nämlichen Güter hinzugefügt.

	Gesamttransportkosten Güter der Tarifklasse	
Kanal:	I	III
Anschlußstrecke an den Rhein	2,7 Pf./tkm	1,7 Pf./tkm
Oststrecke	1,7 „	1,0 „
Eisenbahnen:	4,86 „	2,54 „
desgl. für Kohlen		2,40 „
für Erze im inländischen Hochofenbetrieb, inländisches Schiffbaueisen und für Dungstoffe hinab bis		1,46 „

Es ist aber in Frage zu ziehen, ob die Eisenbahn bei diesen niedrigsten Ausnahmetarifen nicht etwa mit Nachteil arbeitet.

III. Widerstand bewegter Schiffe.[1])

A. Schiffswiderstand auf Kanälen.

Der Widerstand eines fahrenden Schiffes setzt sich nach meinen Ermittelungen[2]) angenähert aus folgenden Einzelwiderständen zusammen. Gegeben ein Kahn von $G = 680$ t Gewicht, einschließlich Nutzlast, welcher mit der für Kanalbetrieb zu großen Geschwindigkeit $v = 2$ m geschleppt wird. Ferner gegeben Fläche des getauchten Querschnittes $f = 14$ qm und Fläche des Kanalquerschnittes, soweit derselbe mit Wasser gefüllt ist $F = 62,5$ qm.

I.	Widerstand am Schiffsschnabel, Teilungswiderstand (Buchwellen)	571,2 kg
II.	Widerstand am Heck (Sogwiderstand) .	142,8 „
III.	Gefällwiderstand	617,0 „
IVa.	Seitenreibung des Fahrzeuges	340,0 „
IVb.	Bodenreibung	389,0 „
	zusammen	2060,0 kg

Die genannten Zahlen sind nur Annäherungswerte, einzelne derselben, wie z. B. III: „Der Gefällwiderstand", lassen sich aber genauer durch die Messung der Neigungsänderung[3]) des geschleppten Kahnes bestimmen; andere Widerstände, wie z. B. diejenigen von IVa und b sind nicht leicht zu trennen. Es würde dazu bei Versuchen einer Variation der Kanalbreite und Tiefe bedürfen oder der Anbringung eines Meßbodens, welcher mit dem wirklichen Schiffsboden

---

1) Haack. Schiffswiderstand und Schiffsbetrieb, nach Versuchen auf dem Dortmund-Ems-Kanal. Verlag von A. Asher, Berlin 1900. — Flamm. Dasselbe, Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 396. — Schnemann. Die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffahrt zu Berlin, Zeitschr. f. Bauw. 1903, Heft 8.

2) M. Möller. Zugwiderstand der Kanalschiffe. Zeitschr. für Gewässerkunde, 1898, S. 225—245 insbesondere S. 244.

3) Auf meine Bitte hin ist bei Gelegenheit der Ausführung von Schleppversuchen am Dortmund-Ems-Kanal unweit Lingen, von seiten der preußischen Bauverwaltung unternommen, auch versucht, mit Hilfe eines gewöhnlichen Nivellierinstrumentes die Schrägstellung des Schiffes während der Fahrt, und zwar im Beharrungszustande zu messen. Eine unruhige Bewegung des Schiffes behinderte aber diese Messung. Man hätte sich dazu etwa einer Wasserwage mit langer Schlauchverbindung bedienen müssen. Der Schlauch hätte auf dem Schiff von vorn nach hinten reichen und die Verbindung vertikaler, mit Skalen versehener Glasröhren bilden können. Die Neigung der Schiffslage in bewegtem, gegenüber ruhenden Zustande ist bei allen derartigen Versuchen zur Bestimmung des Schleppwiderstandes festzustellen, wofern es gelingen soll, die Einzelwirkungen voneinander zu trennen.

nicht fest, sondern durch eine Federwage verbunden ist. Zwischen beiden Böden würde sich eine dünne, relativ zum Schiff ruhende Wasserschicht befinden, deren Gewicht als Schiffslast mit in Anrechnung zu bringen wäre.

Bei Übergang zu längeren Schiffsgefäßen bleiben die Widerstände I und II unverändert, während III und IV etwa in einfachem Verhältnis mit zunehmender Schiffslänge wachsen. Es ergibt sich daraus der Vorteil einer Verwendung langer Schiffe.

Durch eine schlanke Gestalt der Fahrzeuge, vorn und hinten, zumal aber vorn am Bug, werden die Widerstände I und II gemindert; d. h. der Formwiderstand fällt dann klein aus.

Im allgemeinen wachsen alle Widerstände I bis IV angenähert mit dem Quadrat der relativen Bewegung des Schiffes zum Wasser. Ganz trifft das nicht zu, weil z. B. die Widerstände III und IV bei Bewegung von Schiffen in Kanälen mit erhöhter Fahrgeschwindigkeit schneller wachsen, da das Schiff dann tiefer einsinkt, sein Boden sich der Kanalsohle nähert, und weil auch die Geschwindigkeit des rückströmenden Wassers neben dem Schiff mit wachsender Fahrt des Schiffes nicht dieser proportional, sondern schneller wächst und zwar, weil sich ein Wellental mit wachsender Tiefe bildet, dessen Querschnitt f'' auch fortschreitet (vgl. die Fläche f'', Fig. 5, S. 233 meiner vorn erwähnten Abhandlung, Zeitschr. f. Gewk. 1898). Die Größe der Rückströmung ist nicht nur abhängig von dem Produkt $v \cdot f'$, worin f' der eingetauchte Querschnitt bedeutet, sondern abhängig von $v \cdot (f' + f'')$.

In der Formel[1]) $P = k A v^2$ ist P der Zugwiderstand des Schiffes, A der Tauchquerschnitt des Schiffes (oben mit f' bezeichnet), v ist die Schiffsgeschwindigkeit, und k ein Erfahrungsbeiwert, welcher mit v wächst, da die Widerstände III und IV nicht nur mit f' (d. h. A), sondern auch mit f'' der Querschnittsfläche jenes Wellentales wachsen, welches ein fahrendes Schiff erzeugt.

Bellingrath setzte für Geschwindigkeiten von ungefähr $v = 1$ m:

$$P = \left(\frac{n}{n-1}\right)^2 k\, A\, v^2,$$

worin $n = \frac{F}{A} = \frac{\text{Kanalquerschnitt}}{\text{Tauchquerschnitt}}$ bedeutet.

Für größere Werte von n wird $\left(\frac{n}{n-1}\right)^2$ fast $= 1$; d. h. es wird dann der Widerstand ein Kleinstwert, etwa wie im offenen Wasser des Meeres. Man fordert für Kanäle mindesten $F = 4\,A$, d. h. Kanal-

1) Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt.: Landwirtschaftlicher Wasserbau. Binnenschiffahrt, Flußbau, S. 121.

querschnitt gleich dem vierfachen Tauchquerschnitt. Der Widerstand ist dann immerhin noch $\left(\frac{4}{3}\right)^2 = \frac{16}{9} = 1,8$ fach größer als in offenem Wasser.

Diese älteren Angaben sind ungenau, da die Zugkraft mit dem Formwiderstand des Fahrzeugs und anderem wechselt, was da unberücksichtigt ist. Man ist daher bemüht, durch Sonderversuche, die in künstlichen Kanälen[1]) für bestimmte Schiffsformen und Kanalverhältnisse ausgeführt werden, den Bewegungswiderstand abzuleiten.

Daß der Beiwert k mit v wächst, d. h., daß der Widerstand schneller wächst als das Quadrat der Fahrgeschwindigkeit, zeigen z. B. die Versuchszahlen von Engels, S. 12 seiner unten bezeichneten Abhandlung.[1]) Für $v = 0,50$ m fand sich Widerstand W oder Zugkraft $P = 88$ kg und bei der zweifach größeren Geschwindigkeit $v = 1,0$ m nicht etwa $2^2 = 4$fach mehr, also $4 \cdot 88 = 352$ kg, sondern $P = 445$ kg.

Für Schiffe bestimmter Form wird der Beiwert abhängig von der gezogenen Last G. Am Dortmund-Ems-Kanal ist für Fahrgeschwindigkeiten von $v = 2$ m bei $G = 680$ t ermittelt:

$$P = 2060 \text{ kg}.$$

Auf die Einheit der Last, d. h. auf eine Tonne bezogen, macht das aus:

$$p = \frac{2060}{680} \text{ kg}$$

$$p = 3 \text{ kg/t für } v = 2 \text{ m Schleppgeschwindigkeit.}$$

Weiter ist, wie oben mitgeteilt, angenähert:

$$p = k' v^2; \text{ hier bei } v = 2 \text{ m}$$

$$p = k' v^2 = 3 \text{ kg/t}$$

oder

$$k' \cdot 4 = 3 \text{ kg/t}$$

$$k' = 0,75 \text{ kg/t}$$

mithin:

$$p = 0,75 \cdot v^2 \text{ kg/t}.$$

Für eine Fahrgeschwindigkeit von $v = 1,11$ m, d. h. von 4 km die Stunde, wie eine solche bei Versuchen, ausgeführt am Teltowkanal, innegehalten ist, würde sich nach dieser Formel ergeben:

$$p = 0,75 \cdot 1,11^2 \text{ kg/t}$$

$$p = 0,9 \text{ kg/t}.$$

Tatsächlich gefunden ist der Wert[2])

$$p = 0,85 \text{ kg/t}.$$

---

1) H. Engels. Modellversuche über den Einfluß der Formgröße des Kanalquerschnittes auf den Schiffswiderstand. Zeitschr. f. Bauw. 1898.

2) E. Block. Elektrische Treidelversuche am Teltowkanal; Zeitschr. f. Binnenschiff. 1905, S. 144.

Der Unterschied dieser beiden Ermittelungen liegt darin, daß der Zugwiderstand etwas schneller zunimmt als das Quadrat wachsender Fahrgeschwindigkeit und schneller abnimmt bei sinkender Geschwindigkeit, welcher Fall hier vorliegt. Ferner sind in beiden Fällen auch nicht die gleichen Schiffsformen verwendet.

Der Zugwiderstand auf dem Kanal im Vergleich zur Eisenbahn.

Bei fahrenden Güterzügen beträgt der Zugwiderstand etwa

$$P = \frac{1}{333} G,$$

worin G das Gewicht der gezogenen Last bedeutet, oder auf die Einheit der Last, d. h. auf 1 t bezogen:

$$p = \frac{1000}{333} = 3{,}0 \text{ kg/t}.$$

Es entspricht diese Zahl, wie oben gezeigt ist, auch der Größe des Schiffszuges bei $v = 2$ m/Sek.

Der Nutzen kleineren Zugwiderstandes gegenüber der Eisenbahn beginnt bei Bewegung von Schiffen auf Kanälen mithin erst bei Fahrgeschwindigkeiten kleiner als 2 m. Bei der Fahrgeschwindigkeit $v = 1$ m/Sek. sinkt der Schiffswiderstand hingegen unter $(^1/_2)^2$, d. h. unter $\frac{1}{4}$ des bei Güterzügen auftretenden Zugwiderstandes.

B. Der Schiffswiderstand auf fließenden Gewässern

ist bei der Fahrt zu Berg erheblich größer als auf Kanälen, da hier zur relativen Bewegung des Schiffes v (zum Lande genommen) noch diejenige des Wassers hinzukommt.

Es ist für die Fahrt zu Berg (flußauf) die relative Geschwindigkeit des Schiffes zum Wasser im Betrage $(v + u)$, zu Tal (flußab) $(v - u)$ in die Rechnung einzusetzen.

Um also mit $v = 1{,}11$ m Geschwindigkeit vorwärts zu kommen, muß sich bei der Strömungsgeschwindigkeit $u = 1{,}11$ m eines Flusses das Schiff mit $u + v = 1{,}11 + 1{,}11$ m gleich $2 \cdot 1{,}11$ m Geschwindigkeit (relativ zum Wasser gemessen) bewegen. Das veranlaßt einen Zugwiderstand, welcher etwa $2^2 = 4$fache Größe besitzt im Vergleich zum Schiffszug in dem unbewegten Wasser eines Kanals. Wie bei der Bewegung im Kanal der vorn unter III bezeichnete Gefällwiderstand zu beachten ist, so bedingt das Spiegelgefälle $\frac{h}{l}$ auch einen besonderen Gefällwiderstand III $= \frac{h}{l} G$, welcher von der Fahr-

geschwindigkeit nicht abhängig ist. Das Gesetz einer Veränderlichkeit des Zugwiderstandes nach $(u + v)^2$ ist also hier aus mehreren Gründen nur als eine Annäherung aufzufassen. Bei einem Schiff von $G = 1000$ t macht der obige Gefällwiderstand bei $\frac{h}{l} = \frac{1}{3000}$ immerhin schon $\text{III} = \frac{1000000}{3000} = 333$ kg aus.

Eine kleine übersichtliche Zusammenstellung der Ergebnisse ausgeführter Versuche über Schiffswiderstände, insbesondere unter Berücksichtigung der im Sommer 1898 auf dem Dortmund-Ems-Kanal ausgeführten Versuche, gibt die Schrift von F. W. Schmidt.[1]) In derselben ist auch meine Abhandlung, Zeitschr. der Gewässerkunde 1898, Heft 4, benutzt und der Einfluß des Wellentales auf die Größe der Rückströmung S. 9 erwähnt. Wie Verfasser mir brieflich mitteilte, ist dort nicht bemerkt worden, daß diese genauere Berechnung von mir stammt, was hier nachgetragen sein mag. In der Bezeichnng des Tauchquerschnittes ist da unter 2 ein Fehler des Zeichners unterlaufen. Der Wert q, bei mir f' genannt, bezieht sich nur auf den unteren Teil der schraffierten Fläche. Die beigefügte Klammer muß fortfallen.

Es sei noch erwähnt, daß die Aufsuchung einer einzigen allgemeingültigen Formel über Schiffswiderstände ein vergebliches Bemühen ist. Das Gesetz der Widerstandskurven muß, wie aus Betrachtungen über die Welle hervorgeht, Unstetigkeiten enthalten, in Kanälen z. B. bei Geschwindigkeiten $v <$ oder $> \sqrt{g\,t}$, worin t die Wassertiefe im Kanal bedeutet. Die Annahme in Formel 4, S. 234 der Zeitschr. f. Gewk. 1898, ist erst voll erfüllt, wenn $v \geqq \sqrt{g\,t}$ wird. Vorher, bei $v < \sqrt{g\,t}$ z. B. $< \sqrt{9{,}81 \cdot 2{,}0} = 4{,}4$ m, schiebt das Schiff einen Teil des verdrängten Wassers vor sich her; dasselbe staut sich in immer größer werdendem Abstande vor dem Schiff auf, so daß ein Teil des verdrängten Wassers vorn vor dem Schiff zur Ablagerung gelangt und nicht seitlich von demselben um das Schiff herum zu fließen braucht, wie unsere Theorien annehmen. Erst wenn die mit der Geschwindigkeit $v = \sqrt{g\,t}$ fortschreitende Stauwelle eine Abschlußwand, z. B. die nächste Schleuse erreicht hat, beginnt der Stau vor dem Schiff seinen Maximalwert zu erstreben; er erreicht ihn aber auch dann erst einige Zeit später. Etwas ähnliches gilt von der Welle hinter dem Schiff. Die Größe des Gefällwiderstandes III ist auch da von dem Umstande abhängig, ob der Kanal nahe hinter dem fahrenden Schiffe einen Abschluß besitzt oder nicht, oder ob bei größerem Abstande des Schiffes dieses längere Zeit hindurch schon gefahren ist, so daß die Sogwelle die zurückliegende Abschlußwand erreicht hat oder nicht, und ob sich später ein Beharrungs-

---

1) Nach einem Vortrage in der Sitzung der Wasserbaubeamten der Königl. Regierung zu Potsdam, Oktober 1901.

zustand eingestellt hat oder nicht. Es ist zu bedenken, daß bei einem undicht schließenden Kolben, welcher sich in einem Luftzylinder bewegt, zunächst doch vor demselben die Luft erheblich komprimiert und hinter ihm verdünnt sein muß, bevor sich neben ihm die volle Rückströmung entwickelt, die stark genug ist, um die durch den Kolben verdrängte Masse jeweils wieder nach hinten zu führen. Es haben sich daher Versuchsfahrten über eine solche Wegeslänge zu erstrecken, daß ein Beharrungszustand hinsichtlich des Wasserstandes vor und hinter dem Fahrzeuge sicher erreicht ist.

Insbesondere sind bei theoretischen Erörterungen dieses Themas auch die Hauptgesetze der Wellenbewegung zu beachten.

IV. Antrieb und Zug der Schiffe.[1]

Es sollen die einzelnen Mittel der Schiffsbewegung hier nur kurz erwähnt werden, um hernach diejenige Methode des elektrischen Schiffszuges an Kanälen zu besprechen, welche voraussichtlich in Zukunft angewendet werden wird.

A. Die freie Fahrt.

Die Fortbewegung der Schiffe kann auf zweierlei Art erfolgen; einmal kann die Trägheit des Wassers die Reaktion darbieten, indem der Propeller des Schiffes, z. B. ein Ruder (auch Riemen genannt) oder die Schaufel des Raddampfers oder die Schiffsschraube sich gegen das Wasser stemmt. Dieses weicht dabei nach rückwärts aus. Das Ausweichen des Wassers, welches unter dem Druck des Propellers eintritt, nennt man den Slip (das Ausgleiten). Das bedingt einen Verlust an Nutzeffekt, welcher um so größer ist, je langsamer das Schiff fährt. Bei schnell fahrenden Dampfern ist ein Wasserteilchen nur während einer sehr kurzen Zeit dem Druck des Propellers ausgesetzt, so daß es keine Zeit hat, eine erhebliche Geschwindigkeit anzunehmen, d. h. auszugleiten.

1) 1. Handb. d. Ingw. III, 2. Abt.: „Landwirtschaftl. Wasserbau, Binnenschiffahrt, Flußbau." 3. Aufl., S. 128—146. — 2. Handb. d. Bauk. III, 2. Heft: Wasserbau, S. 281—293. — 3. Zeitschr. f. Binnenschiffahrt 1904: a) Kurs, Die Gestaltung des Schleppzuges auf kanalisierten Flüssen und Kanälen, S. 363. b) Rehder, Der Schleppbetrieb auf dem Elbe-Trave-Kanal, S. 370.

Der Slip läßt sich auch dadurch vermindern, daß man dem Propeller eine große angreifende Fläche gibt. Eine solche bieten die Schaufeln der Raddampfer, und zwar besser dar als die Schiffsschraube, welche, zumal bei geringer Wassertiefe, naturgemäß klein ausfällt. An sich ist die Schiffsschraube maschinentechnisch und in maritimer Beziehung der beste Propeller; sie wird daher bei schneller Fahrt, z. B. auf hoher See, immer verwendet, in Flüssen nur bei hinreichender Wassertiefe, zumal bei Dampfern, welche auch Seefahrten machen sollen, oder bei kleinen Motorbooten.

Diese Mittel der Fortbewegung gestatten eine freie Fahrt des Schiffes ohne Verbindung mit dem Ufer oder der Sohle; sie sind für Flüsse mit mäßigem Gefälle geeignet und haben auf Elbe und Rhein die Kettenschiffahrt zurückgedrängt. Bei einer starken Geschwindigkeit des fließenden Wassers wird aber der Nutzeffekt dieses Betriebsmittels zu klein. Es tritt zu dem Slip noch das Zurücktragen des Schiffes durch die Strömung hinzu, so daß gleichsam der Slip um die fließende Bewegung des Wassers vermehrt wird. Bezeichnet W den Schiffswiderstand, v die Fahrgeschwindigkeit, u die Geschwindigkeit der fließenden Wasserbewegung und s in m/Sek. den Slip, dann ist die Nutzarbeit nur Wv. Die Maschinenleistung, am Propeller gemessen, beträgt bei der Bergfahrt hingegen $W(v + u + s)$, so daß ein Verlust von $W(u + s)$ auftritt, ganz abgesehen davon, daß hierbei W im fließenden Wasser hohe Werte erreicht, weil W etwa mit $(u + v)^2$ wächst.

Flußab ist hingegen der Schiffahrtsbetrieb um so vorteilhafter.

B. Tauerei und Leinzug (touage).

Um obigen Arbeitsverlust $W(u + s)$ zu vermeiden, ersetzt man auf Flüssen mit großer Wassergeschwindigkeit die freie Fahrt durch die Fahrt an der Kette[1]) (Kettenschiffahrt) oder am Drahtseil[2]) (Seilschiffahrt). Kette und Seil liegen beide auf der Flußsohle.

Auf Kanälen, wo Ufer und Leinpfad dem Schiffe nahe sind, ergibt sich der Schiffszug vom Ufer aus, das Treideln (halage, tracking) genannt, als natürlichstes Mittel. Der Verlust an Arbeit, welcher bei der freien Fahrt auf Kanälen etwa 40 bis 70 % der

---

1) Ketten-Schleppdampfer: 1. Handb. d. Bauk. III, Heft 2, S. 291, Abb. 477—480. 2. Ed. Weiß, Kettendampfer auf dem oberen Main, Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1901. 3. Die Kettenschiffahrt in Deutschland. Zeitschr. f. Binnenschiff. 1904, S. 43.

2) Seilschlepper: 1. Handb. d. Ingw. III, 2. Abt., 3. Aufl., S. 135. 2. Handb. d. Bauk. III, Heft 2, S. 291, Abb. 481 u. 482.

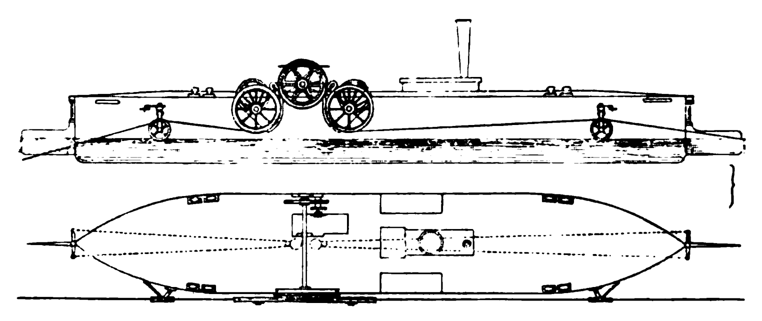


Abb. 98. Seilschlepper.

aufgewendeten Maschinenarbeit beträgt, sinkt bei Drahtseil und Kette auf 5 % und beim Treideln auf Null hinab. Der Zug an der Leine, durch Menschen oder Pferde ausgeübt, ist daher, von dem bei günstigem Winde gelegentlich verwendeten Segelbetrieb abgesehen, lange das Hauptbeförderungsmittel der Kanalschiffe gewesen.

Die Anwendung maschineller Kraft wurde aber notwendig, um die Leistungsfähigkeit der Kanäle zu erhöhen. Es lag nahe, den Schleppdampfer vom Flußschiffahrtsbetrieb zu entlehnen. Der Schleppdampfer erfordert aber Personal, er bedingt recht hohe laufende Kosten, so daß dieser Betrieb nur bei einer Zusammen-



Abb. 99. Schleppzug auf der Seine in Paris.
Eigene Aufnahme.

stellung ganzer Schleppzüge wirtschaftliche Vorteile bietet. Auf kanalisierten Flüssen mit breitem Fahrwasser und langen Schleppschiffahrtsschleusen, welche den ganzen Schiffszug aufnehmen, lassen sich die Vorteile dieses Systems voll erreichen. Hingegen bringt auf den schmalen, weniger übersichtlichen Kanälen mit einschiffigen Schleusen das Fahren in langen Schleppzügen Zeitverlust; es ist auch unbequem. Spätere Bemühungen gingen daher dahin, einzelne Kähne zu ziehen. Das ist in der Folge auf verschiedene Art versucht worden.

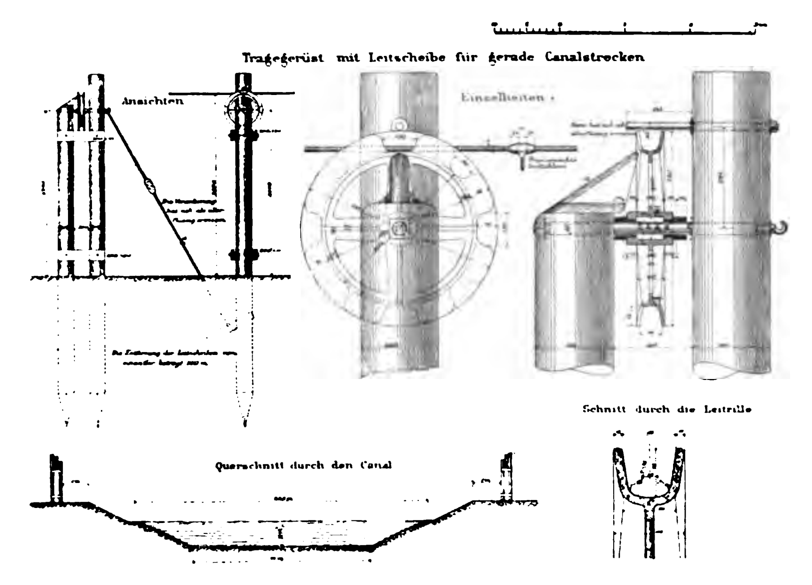


Abb. 100. Versuche mit Seilbetrieb am Oder-Spree-Kanal.

1. Laufende Drahtseile,

über Rollen [1]) geführt, wurden von einer Zentrale aus bewegt; sie führten an dem einen Ufer hin, am anderen zurück. Das einzelne Schiff befestigte sich durch eine Leine an dieses Drahtseil ohne Ende. Dazu dienten besondere Knoten (Nüsse) im Drahtseil, welche Aufsatzreiter mitnahmen, an welche die jeweils seitlich zum Schiff abzweigende Leine mit leicht lösbarem Knoten befestigt war. Zum Durchschlüpfen dieser Schiffsleinen erhielten die Rollen wieder entsprechende Ausschnitte. Das Seil dreht sich aber bei seiner Be-

1) Mohr, „Versuche über den Schiffszug auf Kanälen." Zeitschr. f. Bauwesen 1891.



Abb. 101—109. Elektrischer Schiffszug. (Versuche am Finowkanal.)



Abb. 102—107. System Köttgen.

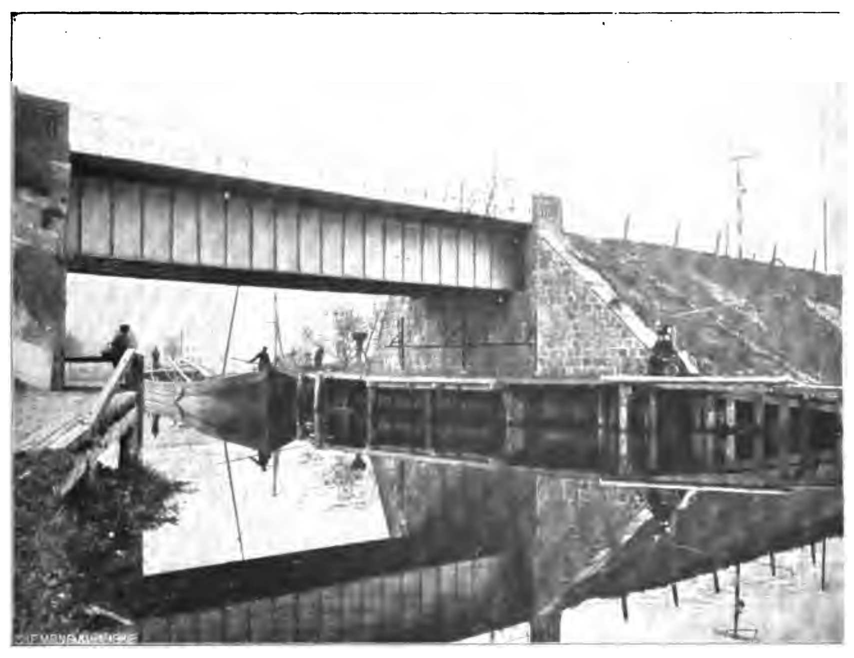


Abb. 103. Motor auf der Leinpfadbrücke.

wegung. Die Leinen wickelten sich daher leicht auf, so daß Unordnung entstand. Diese Schwierigkeiten sind zwar größtenteils durch geschickte Ausbildung der Einzelteile überwunden worden; als wesentlicher Nachteil blieb der große Kraft- und Arbeitsverlust bei Übertragung auf große Entfernung bestehen.

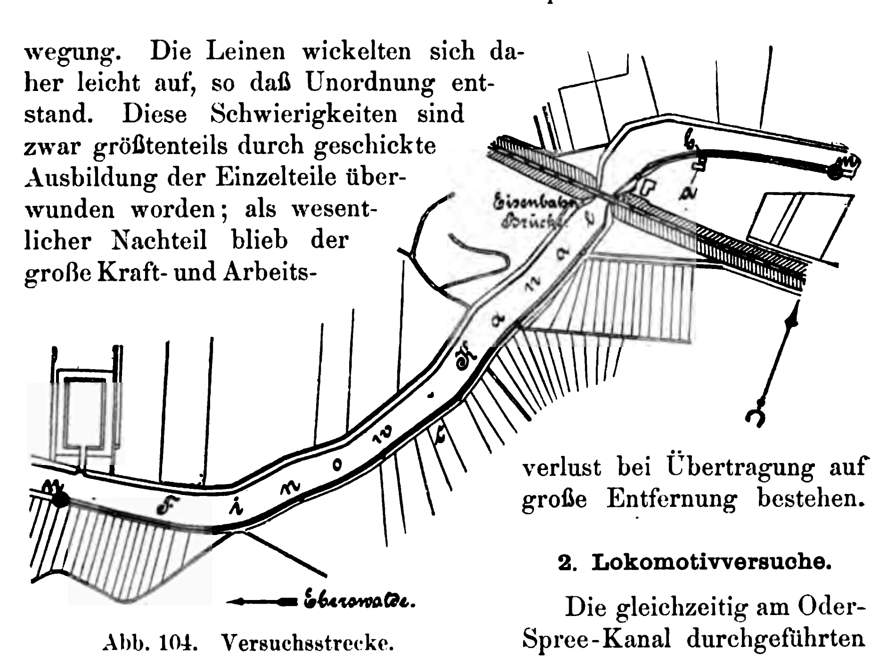


Abb. 104. Versuchsstrecke.

2. Lokomotivversuche.

Die gleichzeitig am Oder-Spree-Kanal durchgeführten

Versuche mit Verwendung von Lokomotiven, durch Dampfkraft bewegt, führten auch zu keinem befriedigenden Ergebnis. Man erhielt wieder zu große Schleppzüge, da ganz kleine Lokomotiven zur Fortbewegung einzelner Schiffe unwirtschaftlich arbeiten. Die schweren Lokomotiven forderten zudem starke Gleise und zu kostspielige Leinpfadbrücken.

Abb. 105. Versuche mit nur einer Laufschiene.

3. Der elektrische Betrieb[1]

umgeht diese Schwierigkeiten. Die Kraft wird in einer Zentrale unter Benutzung großer, vorteilhaft insbesondere auch mit Kondensation arbeitender Dampfmaschinen billig erzeugt und an kleine Motoren abgegeben, welche auf dem Leinpfad laufen und mittels Leine das Schiff ziehen, das durch seine Steuerkraft einen Abstand vom Ufer hält.

Am Finow-Kanal sind auf gemeinschaftliche Kosten unter Leitung der Potsdamer Regierung durch die Firma Siemens & Halske 1898 und 1899 in der Nähe von Eberswalde (Abb. 104) Versuche mit einem elektrischen Schiffszug ausgeführt. Die hier gegebenen Abbildungen verdanke ich der genannten Firma.

1) 1. Köttgen, Elektrische Schiffahrt auf Kanälen. Zeitschr. f. Binnenschiff., Jahrg. 1900, S. 238—247. 2. Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 82. 3. Dtsch Bauz. 1900, S. 535. 4. Elektrot. Zeitschr. 1899, Nr. 26 und 31.

Bei der ersten Anwendung eines derartigen Motors, genannt das elektrische Pferd, benutzte man in Belgien und Nordfrankreich keine Schienen. Der Motor fuhr auf dem Leinpfad, einem Erd- oder Kieswege. Um nicht eine Spur zu bilden, erhielt der Motor breite Radfelgen.



Abb. 106. Versuch mit zwei Laufschienen.

a) *System Köttgen.*

(Elektrisch betriebene Lokomotive auf einer Spurbahn.)

Abb. 105 zeigt im Gegensatz zu den älteren Versuchen die Verwendung einer Laufschiene auf der vom Ufer abgewendeten Seite des Leinpfades. Der Motor hat dadurch Führung erhalten. Es

kann sich der Führer desselben auf kurze Zeit von ihm entfernen; z. B. um dem Schiffer eine Mitteilung zu machen, ohne daß Gefahr für den Motor entsteht. Die Verwendung nur einer Schiene ist dort geboten, wo zugleich ein Treideln durch Menschen oder Pferde statthat, welche bei ihrer Bewegung durch eine zweite Schiene behindert sein würden. Immerhin wird durch Benutzung von zwei Laufschienen (Abb. 106) der Bewegungswiderstand etwas verringert. Auch ist die Anlage der zweiten Schiene, der Nebenschiene, billiger als die Herstellung eines chaussierten Treidelweges.

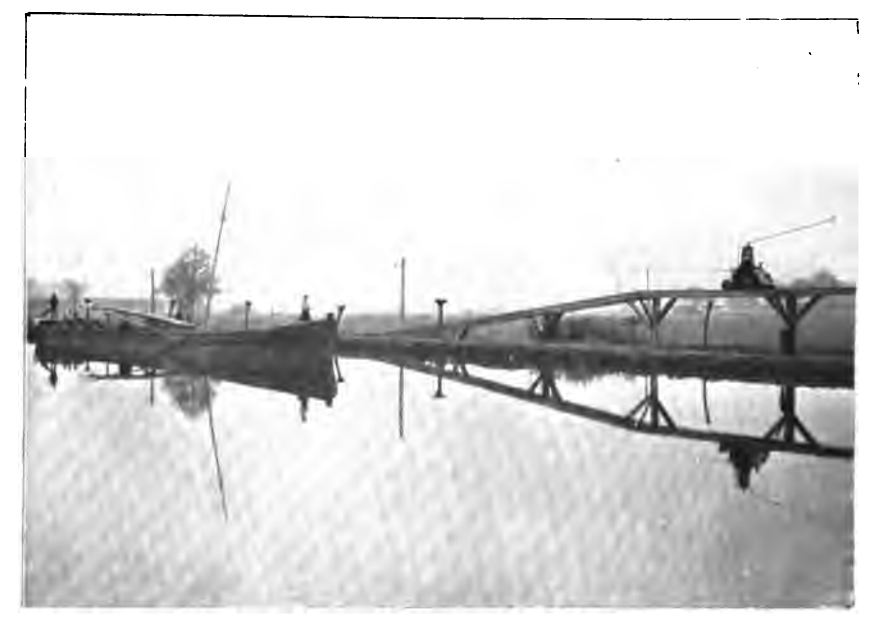


Abb. 107.

Abb. 107 zeigt die Bewegung des Motors auf einer Leinpfadbrücke.

b) *System Lamb,*

(Amerika),

(vgl. Abb. 108 und 109) verwendet einen an einem festen Drahtseil hängend laufenden Motor. Dieser erwies sich aber im Betriebe als weniger sicher und in der Anlage als kostspielig. Entgleisungen kamen bei diesem System vor.

Die Fahrgeschwindigkeit betrug bei a 4,5 km/Std. und der Zugwiderstand für die 160 t schweren Kähne 250 kg, also $W = 1{,}56$ kg t.

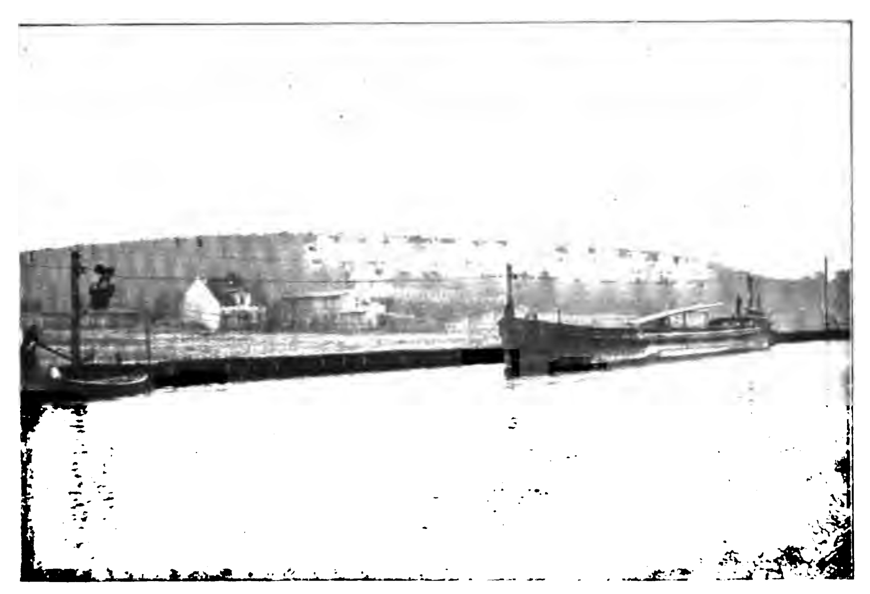


Abb. 108. Hängebahn System Lamb.



Abb. 109.

Der Widerstand würde bei größeren Kähnen natürlich im Verhältnis zur Last kleiner ausfallen.

Die Versuchsmaschine gestattete eine Steigerung der Zugkraft auf 600 kg, was bei Behinderung durch Sturm oder in Kurven von Bedeutung ist, wo die Benutzung des Steuers hemmend wirkt.

Der Schlepplohn beträgt bei Pferdebetrieb etwa 0,3 Pf./tkm, bei Betrieb durch Schleppdampfer 0,2 Pf./tkm, während bei hinreichend starkem Verkehr der elektrische Schleppbetrieb nur 0,2 bis 0,07 Pf./tkm Kosten veranlassen soll, d. h. also bis auf 0,07 Pf. für eine Tonne und 1 km vielleicht herabsinken wird. Dabei sind Verzinsung und Amortisation der Anlagekosten mit einbegriffen. Der große Wert eines maschinellen Schiffszuges liegt aber nicht allein in einer Verminderung der Schleppkosten, sondern vornehmlich in einer bedeutenden Steigerung der Leistungsfähigkeit des ganzen Kanalbetriebes.

Köttgen bespricht in der genannten Veröffentlichung, S. 241 bis 243, die Vorteile dieses Systems gegenüber anderen Betriebsverfahren, z. B. gegenüber der Kettentauerei von Bovet mit einem Anhaften der Kette durch die Wirkung einer magnetischen Rolle, ferner gegenüber dem System Büsser-Gaillot mit einer elektrisch betriebenen Schiffsschraube und anderen Betriebsarten. Die elektrisch bewegte Lokomotive auf der Spurbahn vereinigt aber die meisten Vorteile.

c) *Das System C. Vering*[1], *Hamburg*,

im Verein mit der A.-G. vorm. Schuckert & Co., Nürnberg, entworfen und an einem Kanal auf Wilhelmsburg bei Hamburg erprobt, verwendet Schienen und Laufräder in schiefer Stellung, dem schräg wirkenden Leinenzug entsprechend. Es ist hierdurch eine weitere Förderung des elektrischen Schiffszuges zu erhoffen.

C. Das Drehspill[2] (Abb. 110)

wird zur Fortbewegung der Schiffe bei Einfahrt in eine Schleuse oder in ähnlichen Fällen benutzt, um die Betriebsdauer der Schleusung abzukürzen. Ein Seil, um die sich drehende Vertikalwelle geschlungen, zieht das Schiff heran, wenn die im Innern des Unterteiles befindliche Maschine durch einen Handgriff oder den Druck des Fußes

1) Zeitschr. f. Binnenschiff., Jahrg. 1901, S. 248—253.

2) Cabstans oder Drehspills, siehe 1. Handb. d. Ingw. III, 3. Abt., Spill mit elektrischem Antrieb, S. 436. 2. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 112. 3. Cours de Travaux maritimes II, Spill mit hydraulischem Antrieb, S. 358.

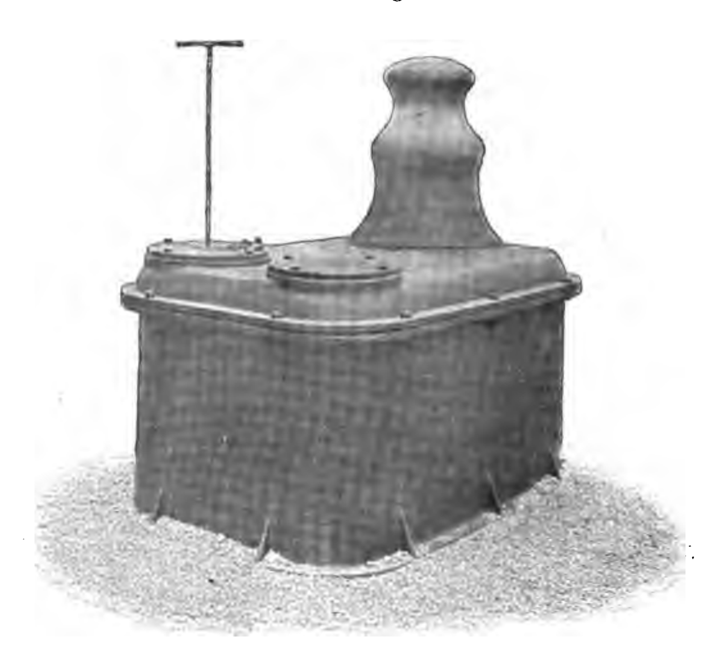


Abb. 110. Drehspill der Benrather Maschinenfabrik.

auf einen Tretknopf in Gang gesetzt wird. Der Antrieb erfolgt durch Wasserdruck mittels drei Kolben oder durch Elektrizität.

Die großen Taue, welche zum Heranholen der Schiffe mit Hand oder Spill und zu deren Befestigung an Pollern benutzt werden, heißen Trossen. Die dünneren Leinen, zum Hinüberschaffen der Trossen vom Schiff zum Land verwendet, bezeichnet man als Verholleinen. Die Bewegung des Schiffes mit derartigen Hilfsmitteln heißt das Verholen des Schiffes.

Dritter Abschnitt.

Der Wehrbau.

Wehre (barrage; weir, wear, dam).

Überlauf (déversoir, lasher). — **Fangedamm** (batardeau).

Literatur:

1. Handb. d. Ingw. 3. Aufl., Stauwerke, III. Band, 1. Abt., 1. Hälfte, S. 213—325. Fischpässe S. 318, Talsperren S. 255. Ferner Wehre in kanalisierten Flüssen, Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III, 2. Abt., 1. Hälfte, S. 550—571.
2. Handb. d. Bauk. Abt. III, 2. Heft. Der Wasserbau, S. 79—98.
3. Hagen. Atlas, Teil II, Tafel 54.
4. Chiolich-Löwensberg. 2. Abt., Stauanlagen, Abbildungen halbmassiver und hölzerner Wehre, Tafel I (XVIII) bis Tafel XI. Verlag von C. Hoffmann, Stuttgart 1864.
5. Becker. Der Wasserbau. Abbildungen von Wehren Tafel X—XVI. Verlag von C. Mäcken, Stuttgart 1861.
6. Esselborn. Lehrb. d. Tiefbaues, S. 561—590.
7. Strukel. I. Teil, S. 69—144. Fischwege S. 123.
8. Paul Gerhardt. Fischwege und Fischteiche, Verlag von W. Engelmann, Leipzig. M. 5,—.

Über Talsperren siehe diesen Abschnitt VII.

I. Allgemeines.

A. Der Zweck der Wehre

besteht darin, einen Anstau zu erzeugen, um den Wasserspiegel eines fließenden Gewässers zu heben oder um Wasser zu sammeln, ferner auch darin, einen Abfluß regulieren oder verhindern zu können.

a) Das Heben des Wasserstandes geschieht aus folgenden Gründen:

α) zur Erzeugung einer Gefällstufe und damit einer Wasserkraft,

β) zur bequemeren Ableitung eines Grabens, sei es des Betriebsgrabens einer Wasserkraftanlage, eines Bewässerungsgrabens oder des Speisegrabens für einen Schiffahrtskanal, und

γ) zur Erzielung größerer Wassertiefe in einem Fluß zwecks Förderung der Schiffahrt bei kleiner Wasserführung (Kanalisierung der Flüsse).

b) Das Ansammeln des Wassers hinter beweglichen Wehren oder festen Staudämmen (Stauweiher) erfolgt:
α) im Interesse der Flößerei,
β) im Interesse der Wasserversorgung von Ortschaften,
γ) behufs zeitlicher Verteilung des fließenden Wassers, im Interesse einer besseren Ausnutzung der Wasserkraft, für die Bewässerung in trockener Zeit oder zur Hebung des Kleinwasserstandes der Flüsse im Interesse der Schiffahrt (Edertalsperren — Weser).

c) Die Regulierung der Wasserführung erfolgt durch ein bewegliches Wehr, meistens durch ein Schützenwehr am Einlauf eines Grabens oder eines anderen Wasserlaufes, und zwar zum Zweck:
α) einer Zuführung der erforderlichen, zu benutzenden Wassermenge,
β) einer Zurückhaltung des Wassers, wenn dieses nicht benutzt wird, oder wenn der Graben entleert und gereinigt werden soll, ferner wenn der Stand des Wassers außen zu hoch, oder dessen Beschaffenheit mangelhaft, dasselbe z. B. zu unrein ist, wie solches bei Hochwasser häufig vorkommt.

Abb. 111 zeigt ein festes Wehr in einem Schwarzwaldfluß. Es staut den Wasserspiegel so hoch auf, daß ein Abfluß in den oberhalb abzweigenden Mühlengraben erfolgen kann. Der Einlauf zu diesem ist durch das seitlich befindliche hölzerne Wehr mit aufziehbaren Schütztafeln gebildet. Seitlich ist das Wehr durch die Wangen begrenzt, welche eine Uferbefestigung bilden.

Wehre im Interesse der Schiffahrt und Flößerei errichtet, stauen das Wasser des Flusses mittels einer beweglichen Vorrichtung auf, sei es um flußaufwärts eine größere Wassertiefe zu schaffen, oder um bei Öffnung des Wehres einen Wasserschwall zu erzeugen, durch welchen das Floß flußabwärts getragen wird.

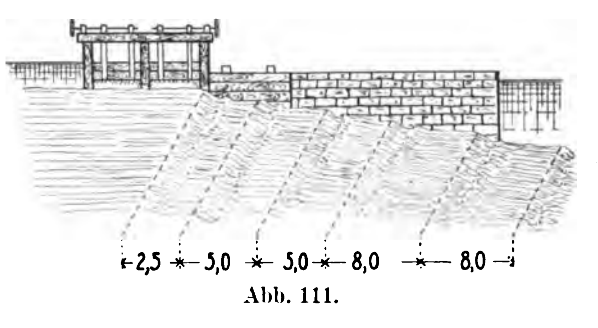


Abb. 111.

B. Eigenschaften der festen und der beweglichen Wehre.

1. Feste Wehre.

Die festen Wehre, vgl. Abb. 112 und 113, zeigen den Nachteil, daß sich vor dem Wehr Sinkstoffe, in Abb. 112 als Kies bezeichnet, ablagern. Hierdurch erhöht sich die Flußsohle oft weithin flußaufwärts. Das Hochwasser steigt dann oberhalb des Wehres hoch an und überflutet leicht das benachbarte Gelände. Selbst die vorhandenen Deiche verhindern solches zuweilen nicht, da bei ihrer Anlegung mit der zukünftigen Erhöhung der Sohle selten gerechnet ist. Zu Abb. 113 ist zu bemerken, daß vorn Fels ansteht, weshalb eine Spundwand dort fehlt, die zur Verhinderung der Unterspülung sonst zumal dort notwendig ist.

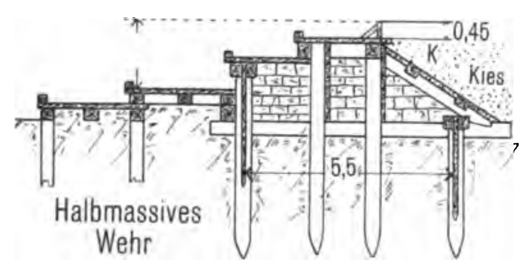


Abb. 112. Festes Schwarzwaldwehr alter Bauweise: Stufenwehr.

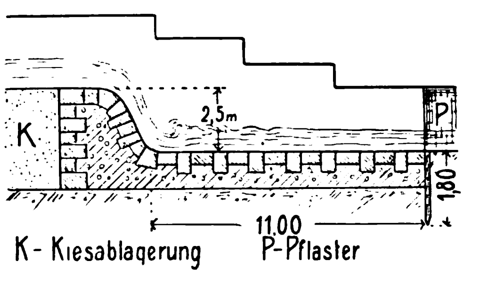


Abb. 113. Massives Wehr.

Eine Verbreiterung des Mittellaufes wird am Ort des Wehreinbaues vielfach ausgeführt, um den Anstau zu mäßigen; vgl. Abb. 114. Hinter dem Wehr ist Gefahr auf Abbruch der Ufer vorhanden, deshalb sind hier massive Flügel erforderlich, auch ist dort eine Abpflasterung der Vorländer vorzunehmen. Bisweilen aber weichen die Ufer hinter dem Wehr so weit auseinander, daß sich ein breiter Kolk bildet, in welchem das Wasser sich beruhigt. Auch die naheliegenden Ufer werden dann von der scharfen Strömung überdies nicht getroffen.

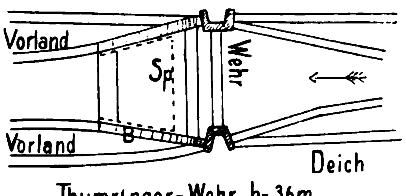


Abb. 114.

2. Bewegliche Wehre.

Der Grundablaß oder Kieslauf, vgl. Abb. 115, soll die Gefahr einer Aufhöhung des Flußbettes verhindern oder abschwächen. Er besteht aus einem Einschnitt im festen Wehr, welcher für gewöhnlich durch ein Schütz geschlossen und nur bei Hochwasser geöffnet ist. Vor dem Grundablaß wird die Sohle alsdann durch die Strömung von Kies- und Sandablagerungen gesäubert. Die Herstellung eines Grundablasses erfolgt nicht immer zur Erhaltung normaler Lage der Flußsohle bis weithin flußaufwärts; häufig will der Mühlenbesitzer nur vor seinem Betriebsgraben den Kies beseitigen, damit

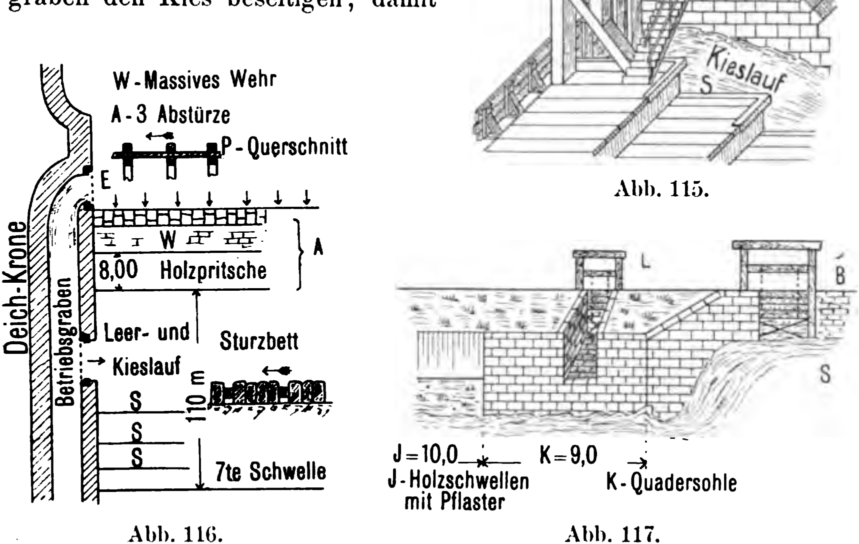


Abb. 115.

Abb. 116.

Abb. 117.

dieser nicht den Zulauf zum Graben erschwert. Eine Aufhöhung der Sohle vor dem Wehr veranlaßt auch, daß der Betriebsgraben selbst leicht versandet. Abb. 116 und 117 zeigen eine Anordnung, bei welcher der Kieslauf in den Betriebsgraben gelegt ist. Bei Öffnung des seitlich belegenen Kieslaufes *L* und des Einlaufschützes *E* durchströmt das Wasser die kurze Strecke sehr stark; es reißt vor dem Einlauf *E* und in dem Graben die Sinkstoffe fort. Bei Hochwasser bleibt hier das Einlaßschütz *E* geschlossen; es wirkt also dann nicht als Grundablaß.

Zur Konstruktion ist zu bemerken, daß der eigentliche Wehrkörper hier massiv ist, daran schließt sich eine massive Pritsche *W'* als Sturzbett, dann eine Holzpritsche; vgl. in Abb. 116 den Querschnitt *P* (in Richtung des Flußlaufes genommen). Daran schließt sich noch ein Sturzbett, bestehend aus Holzschwellen, dazwischen Steinpackung, welches in einem Sonderfall 110 m Länge aufwies. Vor dem Leer- und Kieslauf liegt eine Quadersohle „*K'*". Der Kieslauf wird auch als Leerlauf benutzt, wenn der Betriebsgraben gereinigt werden soll; der Einlauf *E* ist dann geschlossen.



Abb. 118. Okerwehr am Wendentor in Braunschweig, Rückseite.
Eigene Aufnahme.

Abb. 118 zeigt die Rückseite eines Wehres mit massivem Unterbau, Pfeilern aus Stein und Zwischenteilung in Holzkonstruktion. Die Pfeiler rechts ragen höher herauf als die übrigen, da hier ein Grundablaß vorhanden ist, dessen tiefer hinabgehende Verschlußtafeln natürlich höher emporgezogen werden müssen. Das Wehr hat eine massive, zurzeit aus dem Unterwasser hervorragende Pritsche und dahinter ein weit flußabwärts sich ausdehnendes Sturzbett aus Steinschüttung. Hier ist also nicht nur der Grundablaß beweglich hergestellt, sondern der obere Teil des Wehres ist in der noch verbleibenden Breite mit kleineren Schütztafeln versehen, die auch bei

Hochwasser geöffnet werden. Es läßt sich so eine Verminderung des Anstaues bei Hochwasser erreichen.

Kleine bewegliche Aufsätze finden sich bei vielen, im übrigen festen Wehren; vgl. Abb. 120. Ein Zug an einem Seil, vom Lande her ausgeführt, genügt, um die mit dem Seil verbundenen, stützenden Streben umzureißen, gegen welche sich die Aufsatzklappen lehnen.

In neuerer Zeit ist man bestrebt, feste Wehre in bewegliche Wehre umzubauen.

Abb. 121 und 122 zeigen die Ansicht eines beweglichen Wehres und einen Schnitt durch den vorderen Teil der Brücke. Die Öffnung des Wehres erfolgt durch Entfernung der als Blechtafeln konstruierten Schützen, und zwar unter Benutzung eines Kranes. Dieser läuft unmittelbar auf den die Tragkonstruktion bildenden I-Trägern. Nach Entfernung der Tafeln können die Losständer umgelegt werden, und zwar durch Drehung der Schraube S mittels eines Schlüssels. Gegen das untere Ende der Schraube lehnte sich zuvor der Losständer. Das Wiederaufrichten erfolgt mittels Kette und Kran. Die zwei Mitteljoche sind aus zwei nach hinten verstrebten U-Eisen hergestellt,

Abb. 119.

Abb. 120.

Abb. 121. Bewegliches Wehr in der Wutach.

Abb. 122.

zwischen welche Beton gestampft ist. Die Öffnung rechts ist als Grundablaß angelegt. Die Länge des Wehres beträgt 38 m; es hat sich gut bewährt. Rechts ist der Betriebsgraben angedeutet; derselbe führt dem Werk bis zu 6 cbm Wasser in der Sekunde zu. Eine Wasserkraft von 470 Pferdekräften kann für den Betrieb der unterhalb gelegenen Weberei und Spinnerei erzielt werden. Im Winter und Hochsommer sinkt die verfügbare Wassermenge aber auf 1 cbm die Sekunde.

II. Das Schützenwehr.

A. Allgemeine Anordnung.

Auf Felsuntergrund baut man am billigsten und besten in Steinmaterial, z. B. in Beton oder mit Bruchstein in Beton gebettet.

Auf beweglichem Boden dagegen ist die Bauweise in Holz einfacher und billiger; allerdings ist Holz vergänglich. Abb. 123 und 127 stellen kleine hölzerne Schützenwehre dar. Die Verschlußtafel wird bei einer Spannweite oder Öffnungsweite bis zu 1,5 m als Bretterschütz aus zwei Kreuzlagen Brettern von je 4 cm Stärke hergestellt. Hier in der Abb. 123 sind zwei Bohlenschütztafeln verwendet, welche getrennt voneinander mittels Welle und Ketten gehoben werden können. Das obere Bohlenschütz ist, dem oben geringeren Wasserdruck entsprechend, schwächer konstruiert. Die erlaubte Holzbeanspruchung ist auf 60 kg/qcm herabzusetzen, wenn der Bruch der Schütztafel Gefahren im Gefolge hat, sonst geht man, der leichten Handhabung halber, bis auf 120 kg/qcm. Siehe auch die Berechnung der Holzstärke mit Beispielen in diesem Abschnitt IV E.

Es ist hervorzuheben, daß die hölzerne Schütztafel einen dichten Schluß herbeiführt. Um diesen sicher zu erreichen, darf das Schütz sich unten nicht gegen einen Falz legen, es muß stumpf auf den Holm der Spundwand (Fachbaum oder Drempelholz) aufstoßen. Die Tafel darf sich auch nicht auf einen Bohlenbelag setzen, weil dieser sich wirft. Die Dichtungsfläche muß zudem unten den höchsten Punkt des Wehrbaues bilden, damit sich dort keine Ablagerung von Sand oder Steinen bildet, welche den dichten Schluß der Tafel hindern würde. Nur seitlich bewegt sich die Tafel in den führenden Falzen des Grieswerks.

Diese vertikalen Führungshölzer am Ufer heißen Griessäulen. Wird die Lichtweite für eine Schütztafel zu groß, so ordnet man

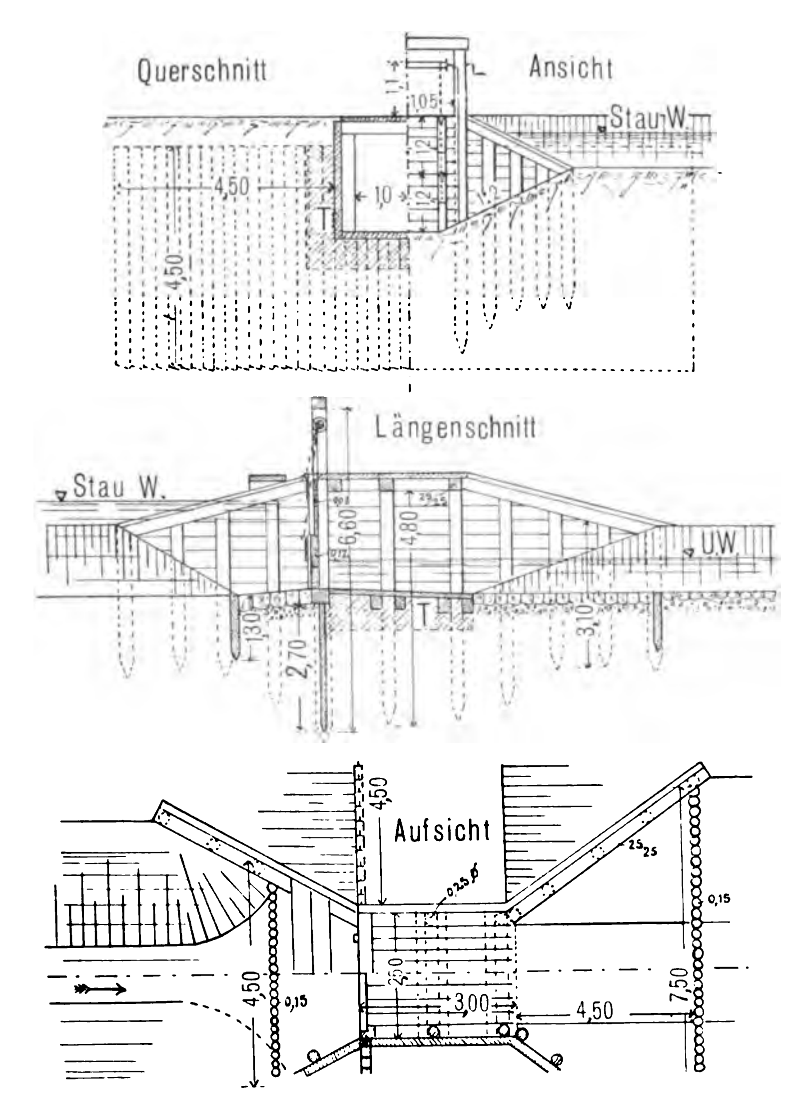


Abb. 123. Hölzernes Schützenwehr.

mehrere Öffnungen nebeneinander an, welche durch hölzerne Griesständer, Abb. 127, oder massive Pfeiler (Griespfeiler) Abb. 124

voneinander getrennt werden. Die Griesständer werden durch Streben (Grieswand) abgestützt, um den Wasserdruck besser aufnehmen zu können. Dies Fachwerk trägt zugleich einen Laufsteg (Abb. 127). Als Griesholm (Abb. 123, 127 und 128) bezeichnet man das obere, Griessäulen und -ständer verbindende Horizontalholz.

Bei großen Wehren bedient man sich vielfach eiserner Schütztafeln; vgl. Abb. 124. Um zu verhindern, daß sich Wasseradern im Boden bilden, ist die Spundwand bis Hochwasserhöhe seitlich eine Strecke weit fortzuführen, vgl. Abb. 123. Das ist nötig, weil der Erdboden an Langholz nicht hinreichend dichtet; es wirft sich und



Abb. 124. Auslaßschleuse im Umgehungskanal bei Düthe am Dortmund-Ems-Kanal.

liegt nicht fest am Boden an. Die Räume unter dem Sturzbett und seitlich der Wände sind mit Tonboden *T* oder mit Ton und Stein auszustampfen. Tonboden dichtet gut und erhält das Holz gesund, da er keine Fäulnis erregenden Pflanzenreste enthält. Auch für die seitlich sich erstreckende Spundwand ist das zu empfehlen, soweit sie in aufgefülltem Boden sitzt.

Hinsichtlich der Höhe der Schütztafeln ist zu unterscheiden, ob das Wehr das Hochwasser abhalten, „abkehren“ soll, wie der wasserbautechnische Ausdruck lautet, oder nur bei niedrigen Wasserständen einen Verschluß bilden soll; vgl. die Abb. 57 u. 58, S. 115 u. 116.

Abb. 127 und 128 zeigen größere Schützenwehre mit zwei oder mehr Öffnungen und hölzernem Vor- wie Hinterboden.

B. Aufziehvorrichtungen;

vgl. auch bei Mühlgerinnen, Abb. 210 und 212.

1. Welle mit Sperrad, Kurbel und Kette, mit oder ohne Vorgelege; vgl. Abb. 123.
2. Dasselbe mit Handspeichenbetrieb; vgl. Abb. 125.
3. Welle mit Sperrad, Sperrklinke und Kette; vgl. Abb. 126.

[1]) Hebel an der Welle festsitzend,



Abb. 125. Rheinhards Floßschütz an der Enz.
Eigene Aufnahme.

[2]) Hebel lose, bei Bewegung abwärts das Sperrad drehend,
[3]) desgl., bei Bewegung aufwärts das Sperrad drehend.

4. Welle mit Hebel, Sperrad und Kette, Abb. 127.

Bei diesen Vorrichtungen 1—4 befindet sich überall, auf der Welle oder auf deren Zapfen aufgekeilt, auf der äußeren Seite des Holzpfostens ein Sperrad mit Sperrklinke; vgl. *K*, Abb. 127. Diese Sperrvorrichtung verhindert das Zurückdrehen der Wellen; sie hält das Schütz in der gehobenen Stellung.

5. Wuchtebaum und Leiter finden sich bei älteren Wehren verwendet.

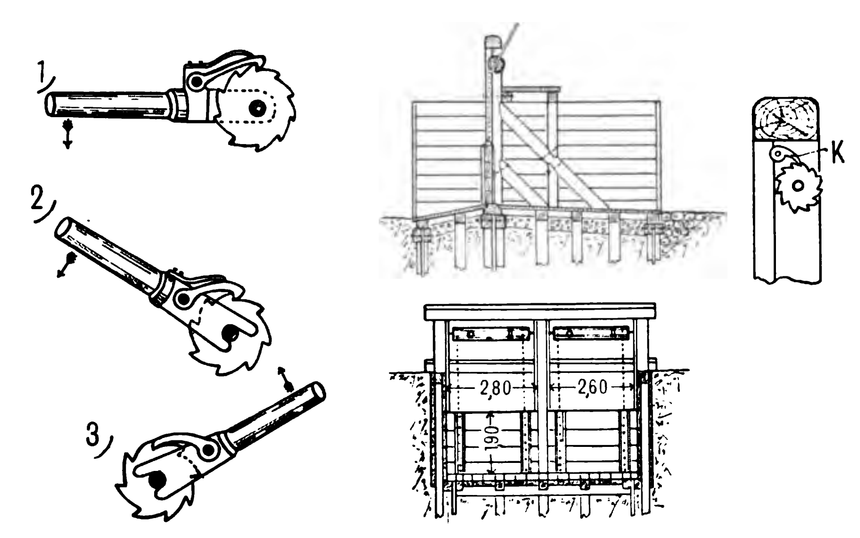


Abb. 126. Sperrklinke mit Sperrad. Abb. 127. Welle mit Hebel.

Die Anordnungen 1—5 besitzen den Mangel, daß man mit ihnen keinen Druck nach abwärts ausüben kann. Sinkt die Schütztafel durch ihr Gewicht nicht von selbst bis unten hin, wird sie vielmehr durch Wasserdruck und Reibung gehalten, dann läßt sich das Schütz nur durch Stoß abwärts treiben. Man rammt dasselbe dann hinunter.

6. Die Hebelade gestattet sowohl einen Zug aufwärts wie auch einen Druck abwärts. Je nachdem man bei *b* oder bei *a* einen Stöpsel durch Hebel und Vertikalstange steckt, hebt oder senkt man das Schütz mit der Abwärtsbewegung des linksseitigen Hebelarmes.

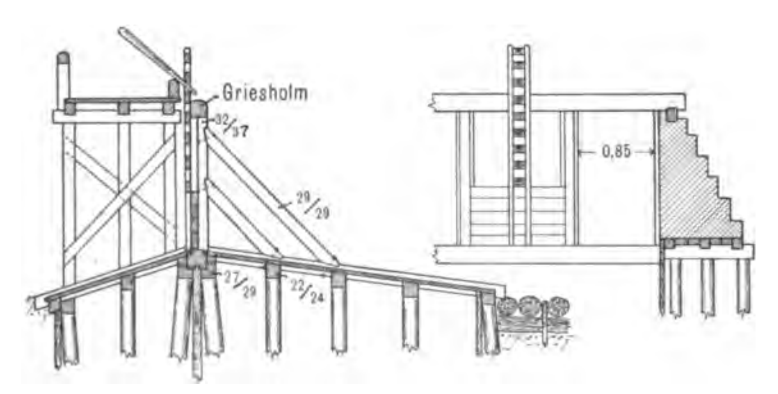


Abb. 128. Leiter mit Wuchtebaum.

Diese Vorrichtung findet auch heute Verwendung. Das Beispiel ist einer Ausführung von der Kanalisierung der Oder entnommen.

7. Die Schraubenspindel, Abb. 130, gestattet eine recht genaue Einstellung der Schützhöhe, welcher Vorteil dort von Bedeutung sein kann, wo die Betriebskraft nur eine genau bestimmte Größe haben darf. In der einfachen Anordnung Abb. 130 läßt sich kein Druck nach abwärts erzeugen. Durch Anbringung eines zweiten Lagers über der Mutter wird dieser Mangel beseitigt. Die Schraubenspindel ist gegen Nässe und Staub zu schützen; sie eignet sich also weniger für Verwendung im Freien, wenn die Aufsicht dort erschwert ist.

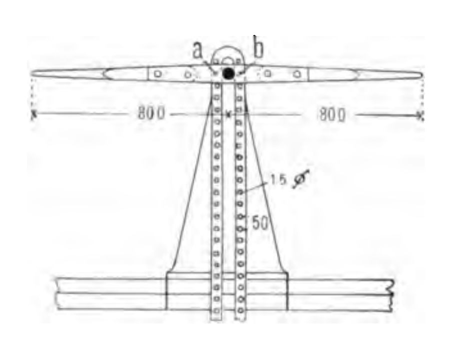



Abb. 129. Die Hebelade.

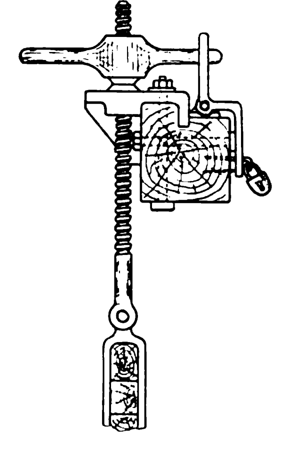

Abb. 130. Die Schraubenspindel.

Abb. 131 zeigt eine ähnliche Vorrichtung unter Benutzung von Kugellagern. Hier kann auch ein Druck abwärts ausgeübt werden, da über der unteren Lagerung *U* noch eine obere Lagerung *O* angebracht ist. Die Kugellager gewähren einen leichten Gang, da rollende Reibung kleiner ist als gleitende. Das Beispiel ist Ausführungen vom Oder-Spree-Kanal entnommen.

S ist Schmiedeeisen, *T* ist Gußstahl,
G „ Gußeisen, *R* „ Rotguß.

Die Kugeln werden durch Ringscheiben mit Löchern in der richtigen Stellung zueinander gehalten. Diese Ringe sind in der Hauptskizze fortgelassen.

8. Die Zahnstange wird am meisten verwendet; sie gestattet außer der Ausübung von Zug auch diejenige von Druck, sofern die Lagerung des Triebrades *c* nach unten zugfest ist. Abb. 132 zeigt die Lagerung des ganzen Triebwerkes in einem eisernen Kasten, welcher oben in den Holm der Schützvorrichtung eingelassen ist.

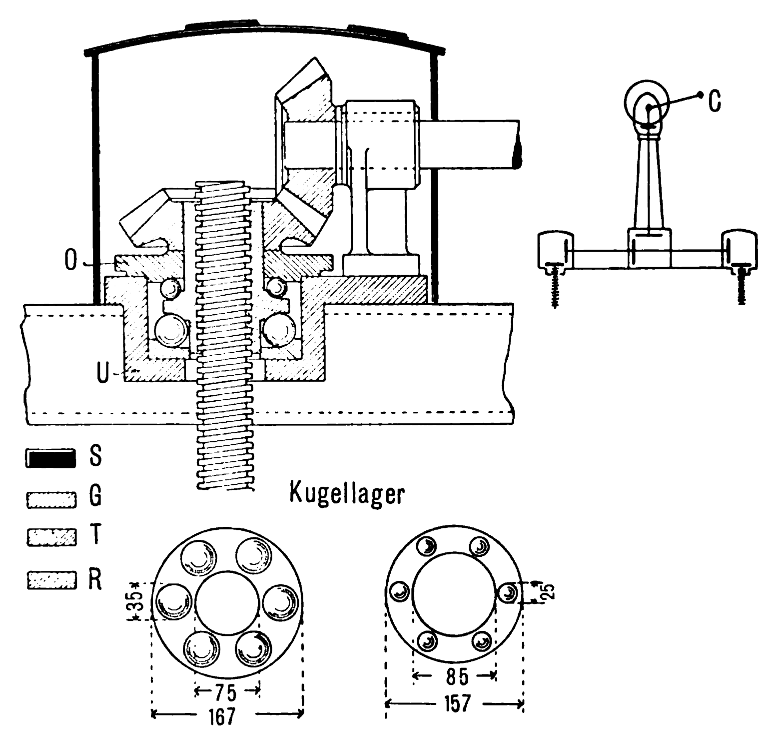


Abb. 131. Schraubenspindel mit Kugellagerung.

Das kleine Triebrad *c* erhält 5—7 Zähne. Dies ist die Mindestzahl, um einen regelmäßigen Gang zu ermöglichen. Eine geringe Anzahl Zähne gestattet trotz kleinen Triebraddurchmessers die möglichst größte Zahnstärke. *R* sind Führungsrollen, *b* und *a* Vorlegeräder. Auf der Kurbelwelle ist das Sperrad *S* aufgekeilt, in welches die Sperrklinke *K* fällt, um eine unbeabsichtigte Rückwärtsdrehung der Kurbel und eine fallende Bewegung der Schütztafel zu verhindern.

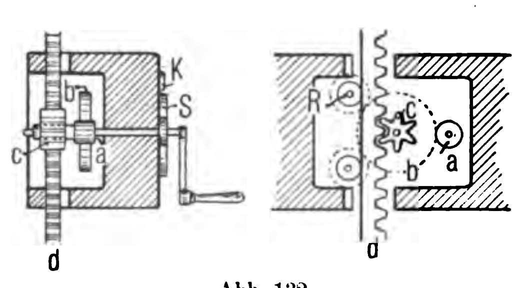


Abb. 132.
Kleines Zahnstangen-Triebwerk.

Abb. **133** zeigt eine andere Anordnung der Lagerung auf dem oberen Querholz oder Holm.

9. Die Schraube ohne Ende in Verbindung mit der Zahnstange gewährt eine

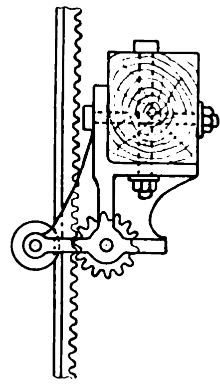


Abb. 133. Zahnstangen-Triebwerk.

große Übersetzung. Die Sperrklinke fällt fort, da eine Drehung rückwärts, bewirkt durch das Gewicht der Schütztafel, bei einer Schraube ausgeschlossen ist. Die Schraube ohne Ende arbeitet zwar nur mit einem sehr kleinen Nutzeffekt, aber das ist nicht von Belang, da die auf Bewegung des Schützes verwendete Zeit verhältnismäßig klein ist.

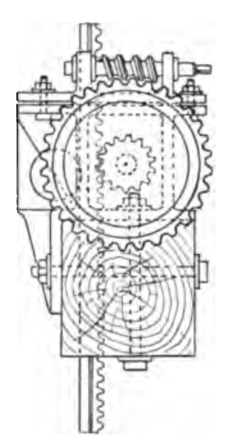


Abb. 134. Schraube ohne Ende und Zahnstange.

Abb. 135 und 136 zeigen eine Anordnung von Schützenwehren mit Steinpfeilern und Aufziehvorrichtungen unter Benutzung der Schraube ohne Ende. Die erzielte Kraft ist im Abschnitt D ermittelt. Bei Bewegung der Schütztafel unter Druck nach abwärts will sich die ganze Lagerung noch oben hin abheben. Das erfolgte hier bei der ersten Bedienung des Schützes. Nachträglich ist da

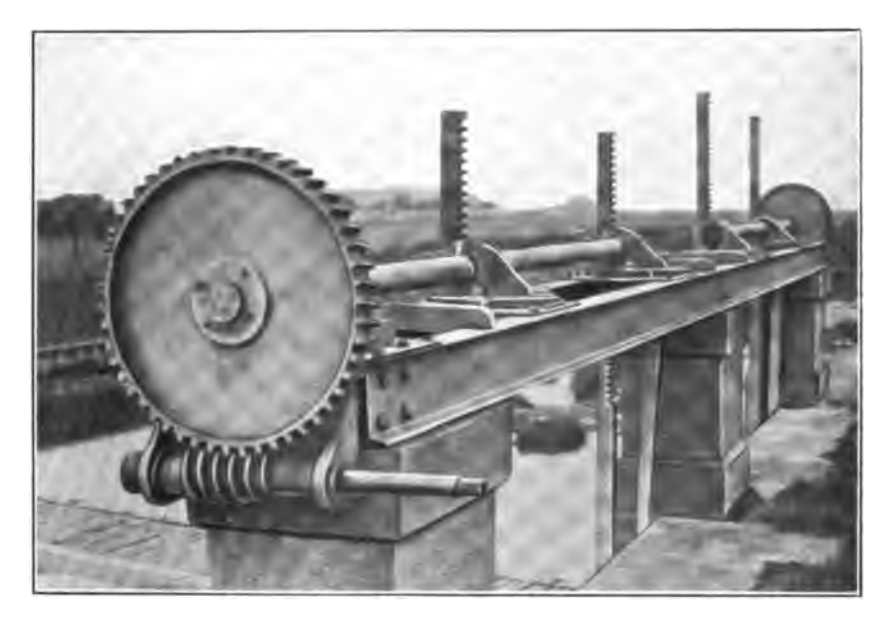


Abb. 135. Aufziehvorrichtung an einem Wehre an der Elz.

Eigene Aufnahme.

das Abheben durch vier Quereisen verhindert, die nach unten hin durch je einen Vertikalanker gehalten sind. Die Kurbel wird nur bei Bedienung des Schützes aufgesetzt.

Abb. 136 zeigt einen Blick auf das jenseitige Ufer der Elz, woselbst ein ähnliches Schützenwehr wie auf Abb. 135 sich befindet, das aber nur eine Öffnung besitzt. Die Oberkante des Einlaufes liegt fast so tief wie der Rücken des festen Wehres. Höher hinauf ist Mauerwerk, um dem Hochwasser einen Eintritt in den Betriebs-



Abb. 136. Festes Wehr und seitlich ein Schützenwehr wie bei Abb. 135.
Eigene Aufnahme.

graben zu verwehren. Das große feste Wehr in der Elz selbst nimmt die ganze Breite des Mittellaufes und beider Vorländer ein. Hinter dem Wehr fehlen die Vorländer eine Strecke weit. Das Wehr ist in Eisen konstruiert mit Holzbalkenverkleidung.

Abb. 137 und 138 zeigen eine Wehranlage im Rhein, unmittelbar oberhalb des Rheinfalles bei Schaffhausen. Das Gefälle, gleich der Höhe des Rheinfalles, dient der Erzeugung eines elektrischen Stromes, durch welchen Aluminium ausgefällt wird.

Durch das feste Wehr, dessen obere Kante in Abb. 137 an dem überströmenden Wasser erkennbar ist, wird Rheinwasser einem Kanal zugeführt, über welchem das kleine Holzhäuschen steht. In



Abb. 137. Wehr oberhalb des Rheinfalles bei Schaffhausen mit Kieslauf.
Eigene Aufnahme.



Abb. 138. Wie oben, Blick von der Kanalseite.
Eigene Aufnahme.

diesem befindet sich die Aufziehvorrichtung der Schützen, welche bei Öffnung Wasser der Fabrik zuführen. Das seitlich am Kanal liegende in U-Eisen geführte Schütz mit freiliegender Aufziehvorrichtung ist ein Kies- oder Leerlauf für den Kanal. Die Seitenwände des Kanals werden auf der Abbildung nach dem Rhein zu überströmt, da die Fabrik zur Zeit der Aufnahme kein Wasser verbrauchte.

10) Verwendung eines Kranes oder einer Winde zur Hebung der Schütztafeln.



Abb. 139. Leinewehr bei Herrenhausen.
Eigene Aufnahme.

Abb. 139—141 zeigen ein Wehr in der Leine unweit Hannover. Das erzeugte Gefälle dient der Gewinnung von Kraft zum Betriebe der großen Springbrunnen in Herrenhausen.

Abb. 139 bietet einen Blick auf die Wehrbrücke. Dort steht der Kran, welcher zur Bedienung der Schütztafeln von einem Schütz zum andern verschoben wird. Die Schütztafeln sitzen an langen Holzstangen, die mit Löchern versehen sind, um sie in beliebiger Höhe am Holm feststecken zu können. Außer diesen starken Stangen sind da noch schwache Latten vorhanden. Letztere sind an einem die Schütztafel erhöhenden, schmalen Aufsatzbrett befestigt und werden mit Hand, bisweilen auch mit einem Wuchtebaum oder einer kleinen



Abb. 140. Leinewehr bei Herrenhausen; Vorderansicht.
Eigene Aufnahme.



Abb. 141. Anschluß des Wehres an die Schiffahrtsschleuse.
Eigene Aufnahme.

Winde (Daumkraft) bewegt. Den großen Kran benutzt man nur, wenn die größeren, unter den Aufsatzbrettern befindlichen Tafeln bei Eintritt von Hochwasser gehoben werden müssen. Diese Aufziehvorrichtung ist eine ältere Konstruktion.

Es sei noch erwähnt, daß sich die Öffnungen zwischen den Pfeilern nach der in Hinblick auf den Eisgang erforderlichen freien Weite und der Tragkonstruktion der Brücke richten. Für die Führung der Schütztafeln ist unter Wasser noch eine weitere Teilung der Öffnung in Holzbau ausgeführt.

11) Der Winkelhebel zur Bedienung von Schütztafeln wird zumal bei Drehschützen verwendet; vgl. hier den Schleusenbau Abb. 263.

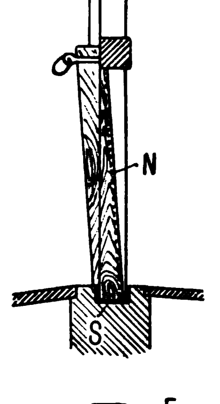


Abb. 142. Hölzerner Losdrempel.

C. Losdrempelwehre, insbesondere das Pretziener Wehr.

Schützenwehre, welche dazu bestimmt sind, Hochwasser, Eis und andere mit dem Hochwasser ankommende schwimmende Körper durchzulassen, fordern entweder eine sehr große Breite der Schütztafeln, vgl. Abb. 159, oder die Anordnung beweglicher Zwischenständer, sogenannter Losdrempel (Losständer, Setzpfosten). Diese werden bei Hochwasser nach Entfernung der Tafeln entweder unter Benutzung des Ringes von oben herausgehoben, vgl. Abb. 142, oder niedergeklappt, vgl. Abb. 152, wobei sich der Losdrempel dann um eine unten befindliche horizontale Achse dreht, oder er wird nach oben geklappt, wofern die Horizontalachse sich an seinem oberen Ende befindet; vgl. Abb. 143—148 und das Seinewehr bei Poses S. 126 und 132 der Beschreibung von Modellen in Paris; siehe Fußbemerkung S. 226.

Der hölzerne Losdrempel, Abb. 142, lehnt sich oben gegen einen Balken und setzt sich unten in einen Schuh. Bei dem Einbringen benutzt man eine Führungsstange aus Eisen, deren Querschnitt *F* im Grundriß erscheint. Zuerst wird die Führungsstange eingesetzt, und dann an dieser der Losdrempel, welcher hinten eine Führungsnut *N* hat, hinabgelassen.

1. Das Pretziener Wehr[1]) hat mehrfach als Muster für andere

1) Die Melioration der Elbniederung und das Wehr bei Pretzien: Zentralbl. d. Bauverw. 1884.

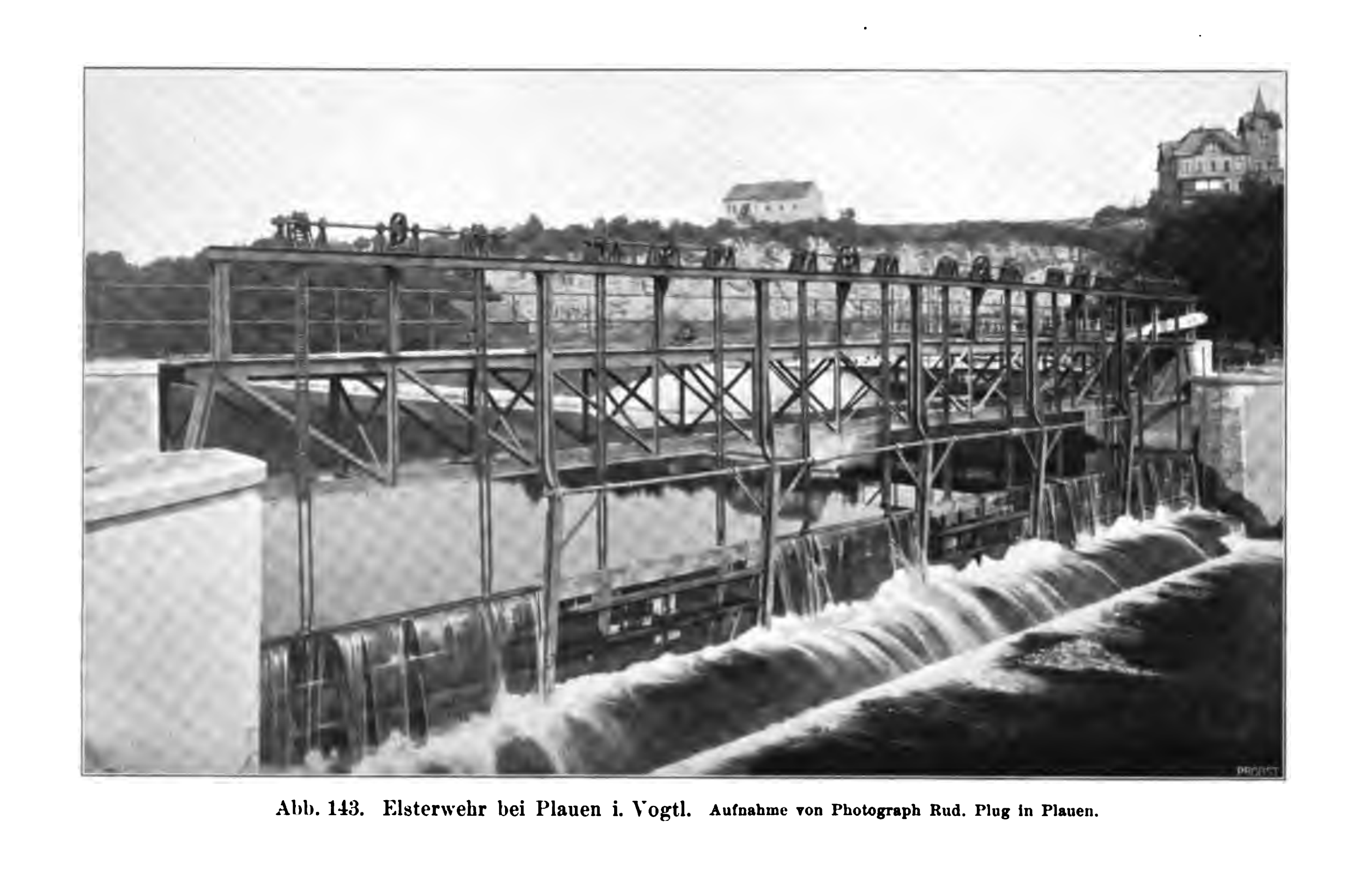


Abb. 143. Elsterwehr bei Plauen i. Vogtl. Aufnahme von Photograph Rud. Plug in Plauen.

Ausführungen gedient. Es befindet sich in der Umflut der Elbe östlich von Magdeburg. Bei gewöhnlichen Wasserständen ist das Wehr geschlossen; erreicht der Wasserstand eine gewisse Höhe, dann wird das Wehr teilweise und schließlich bei hohem Wasserstande ganz geöffnet. Der Abschluß der Umflut, eines alten Hochwasserarmes der Elbe, ist für gewöhnlich erforderlich, um der Elbe bei Magdeburg die für Erhaltung der Schiffahrt erforderliche Wassermenge zuzuweisen. Die Öffnung bei Hochwasser geschieht hingegen zur Beseitigung einer Hochwassergefahr an dem bei Magde-



Abb. 144. Teilansicht des Pretziener Wehres, von unterhalb gesehen.

burg vorbeiführenden Hauptarm der Elbe. Der alte Elbarm bei Pretzien ist durch einen Querdeich abgesperrt, von welchem das Wehr einen Teil bildet. Es zeigt neun Hauptöffnungen, von welchen eine jede in neun schmale Öffnungen geteilt ist. Die hier gegebenen Abbildungen verdanke ich dem Königl. Meliorationsbauamt I zu Magdeburg. Die Aufnahme ist bei niedrigem Elbwasserstande erfolgt, als dieser niedriger war als Oberkante des festen Wehrrückens. Das Wehr mußte so eingerichtet werden, daß es sich auch dann öffnen läßt, wenn die Elbe mit Eis bedeckt ist. Die Tafeln lassen sich vor ihrer Öffnung frei eisen. Sind die Tafeln mit Hilfe der Winde durch den Spalt *S*, Abb. 146, zwischen den Trägern herausgehoben, dann können die Losdrempel in Richtung des das Wehr

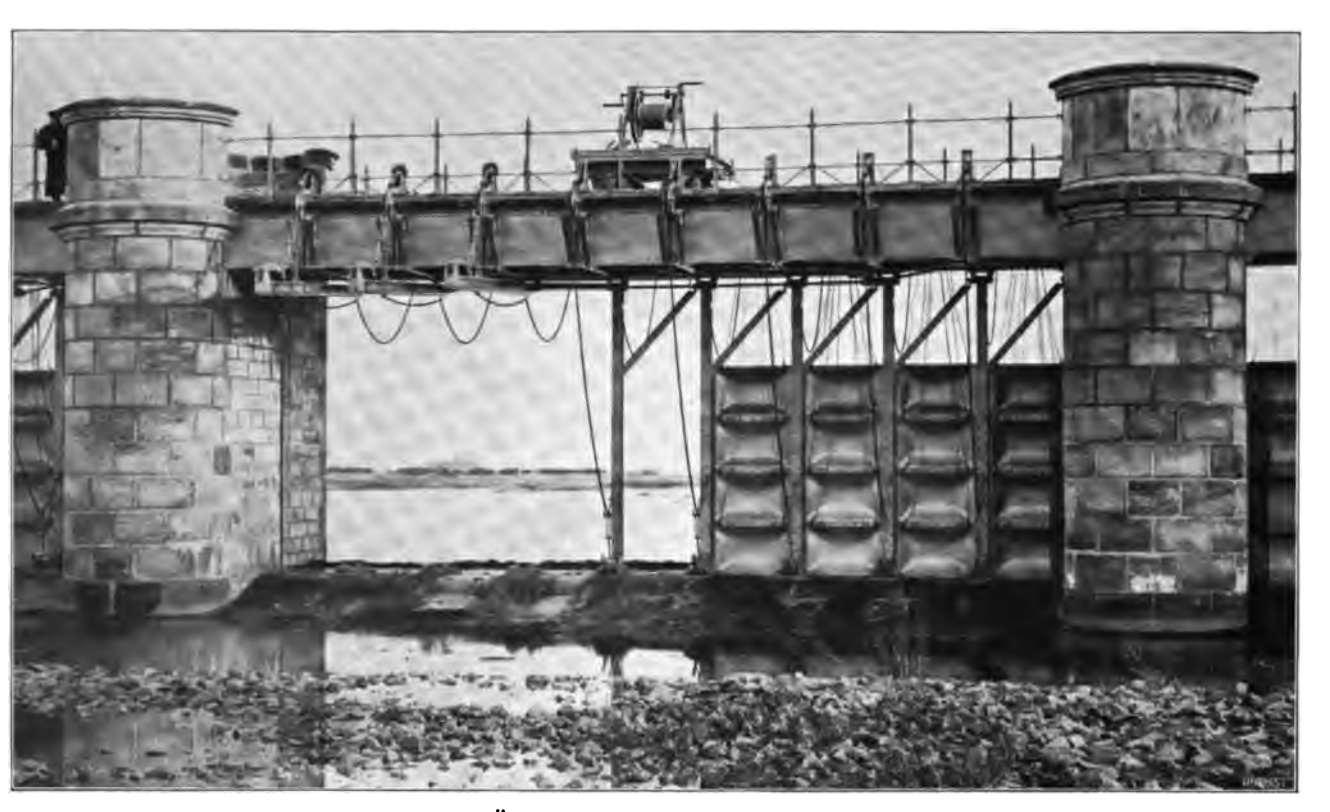


Abb. 145. Ansicht einer Öffnung des Pretziener Wehres, von unterhalb gesehen.

durchfließenden Wasserstromes geschwenkt werden. Vorher bedarf es der Lösung einer besonderen Ausklinkvorrichtung; vgl. Abb. 146 und 147. Mit Hilfe der Winde *W*, Abbild. 146, werden die Ketten zum Ein- und Ausschwenken der Losdrempel *L* bedient. Wenn die Ketten nicht benutzt werden, sind sie neben den Rollen *A* und *B* aufgehängt. Die Kette *K* zum Heben des Losdrempels greift zunächst an einem Kniehebel an, dessen fester Drehpunkt *P* so angebracht ist, daß er nach Lösung der Klinke und weiterem Zug der Kette *K* den Weg *P Q* beschreibt. Die Kette *B Q* hat dann eine hinreichend steile Richtung angenommen, um den Losdrempel in der gehobenen Lage zu halten. Bei dem ersten Zug, ausgeübt an der Kette *K*, klinkt der Hebel *H* unten aus seinem Lager aus. Dabei ist die geleistete Kraft groß, weil der Kettenzug durch die Wirkung des Kniehebels verstärkt ist und noch eine weitere Steigerung der Kraft durch den einarmigen Hebel *H* erfolgt.

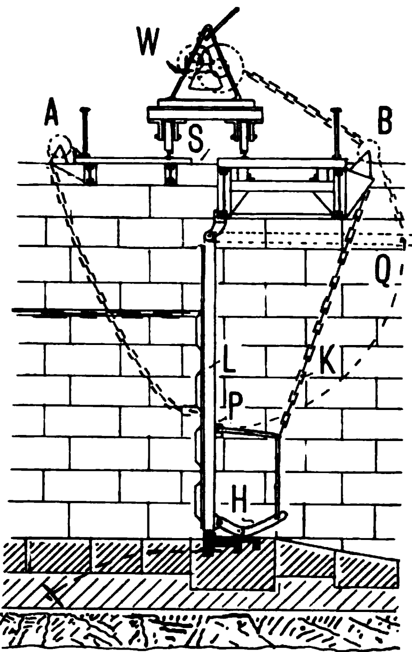


Abb. 146. Querschnitt durch ein Wehr nach Pretziener Art.

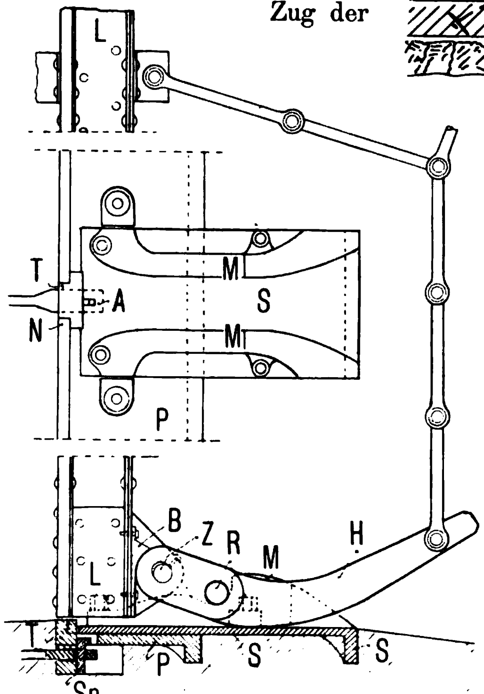


Abb. 147. Klinkvorrichtung am Pretziener Wehr.

Abb. 147 zeigt die Klinkvorrichtung und den Schuh *S*. Derselbe ist mit vier Schrauben auf einer durchlaufenden Grundplatte *P* befestigt und durch seitlich angebrachte Schrauben mit Unterlagsplatten gegen seitliche Verschiebung gesichert. Die Platte *P* hat

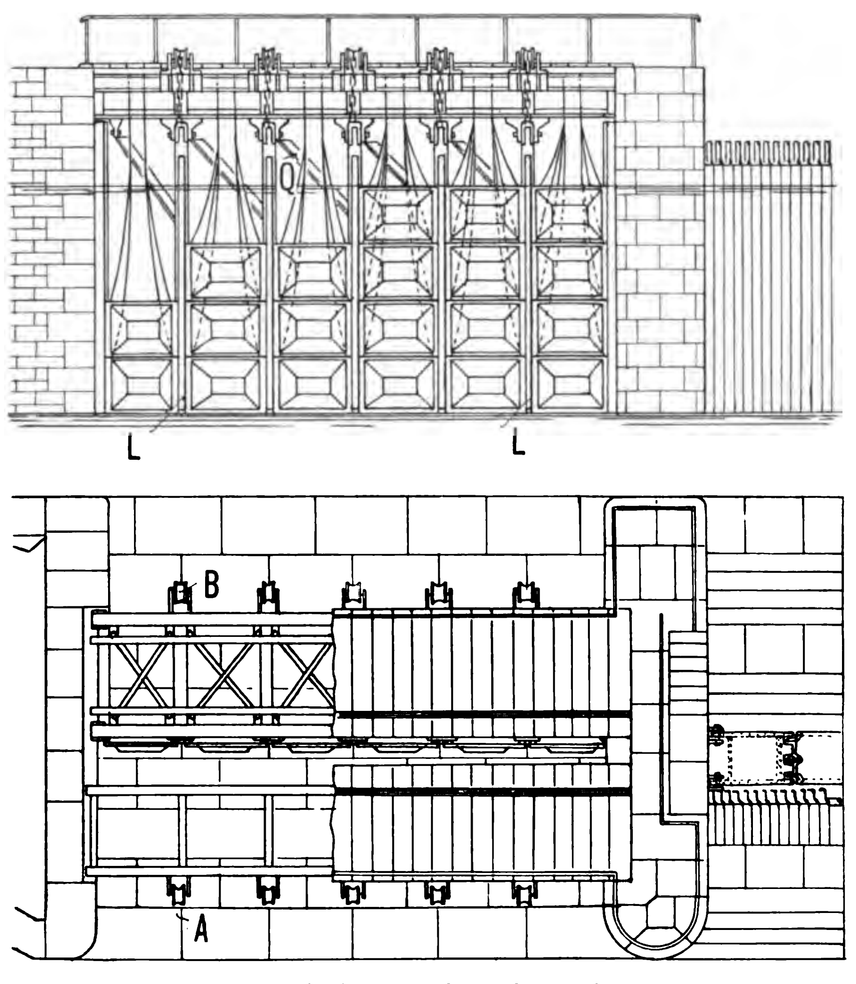


Abb. 148. Wehr in der Ruhr nach Pretziener Art.

vorn eine aufwärts gekehrte Rippe *N*, hinter welche ein Querstück *T* greift. Durch dieses Querstück ist der Anker gesteckt, der die Platte *P* und damit den Schuh *S* gegen Verschiebung in Richtung der Strömung hält. Der Anker stützt sich durch den Splint *Sp* gegen

das Querstück. Der Schuh zeigt seitliche Wangen *M*, welche je einen Haken bilden. In diese legt sich ein Bolzen *R*, welcher quer mit dem Hebel *H* verbunden ist. Zu beiden Seiten des Hebels *H* sind seitlich zur Verstärkung Lamellen aufgesetzt, welche im geschlossenen Zustande, wenn der Wasserdruck gegen die Schütztafeln und die Losdrempel drückt, den Druck durch den Block *B* empfangen und denselben mittels Bolzen *R* auf die hakenförmigen Nasen *M* des Schuhes *S* weiter geben. Der Drehzapfen *Z* wird somit entlastet;

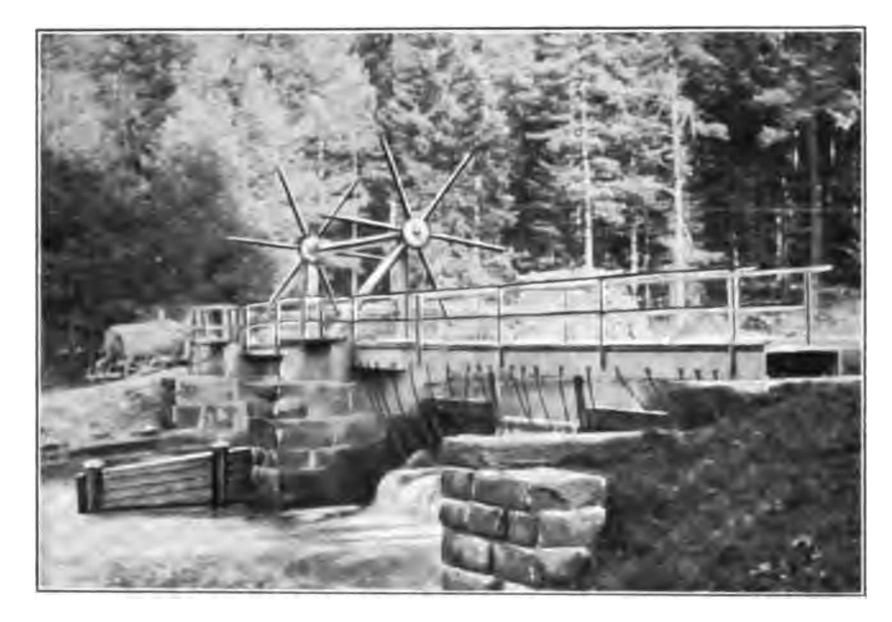


Abb. 149. Rheinhards Losdrempelwehr mit unterer Drempeldrehachse.
Eigene Aufnahme.

ein Zwischenraum ist belassen, so daß ihn kein Druck trifft. Der Hebel *H* hat nur bei *Z* einen Drehpunkt, nicht bei *R*. Der Kreis bei *R* ist der seitlich hervortretende Bolzen, der sich in die Hakenausschnitte der Schuhwangen legt. Bei Wiederholung der Konstruktion mag es sich vielleicht empfehlen, den Anker *A* bis auf die andere, die hintere Seite der Platte *P* durchgreifen zu lassen.

Unweit Arnsberg an der Ruhr ist zur Gewinnung einer bedeutenden Wasserkraft ein Wehr auf Felsuntergrund errichtet und zwar ein Nadelwehr in Verbindung mit einer Wehröffnung nach Pretziener Art; vgl. Abb. 148. Der Nadelwehrbau erfordert geringere Kosten. Es zeigte sich aber bald nach Herstellung des Wehres, daß

die Verwendung der Pretziener Bauweise neben dem Nadelwehr notwendig war.

Bei dem ersten Sommerhochwasser nämlich staute das Nadelwehr die Wassermengen auf, obwohl die Nadeln rechtzeitig entfernt worden waren. Die Nadelwehrböcke standen noch, und nun legte sich Heu, welches der oberhalb ausufernde Fluß von den Wiesen abgetrieben hatte, quer über sie hin. Das Nadelwehr war größtenteils verstopft, während daneben das Wehr nach Pretziener Bauweise



Abb. 150. Rheinhards Losdrempelwehr mit unterer Drempeldrehachse.
Eigene Aufnahme vom Unterwasser aus.

sich bequem ganz öffnen ließ und dem Wasser freien Abzug gestattete.

Ein Wehr mit beweglichen eisernen Griesständern[1]), an welchem die Auslösung der Griesständer am Fuß durch Anheben eines vertikal verschiebbaren Riegels erfolgt, ist in Bocholt ausgeführt.

2. Rheinhards Wehr mit niederlegbaren Losdrempeln, Abb. 149—152 (siehe auch S. 244, Flößereiwehre).

1) Jerike. Stauschleuse in der Bocholter Aa; Zeitschr. f. Bauw., 1898, S. 427—442 und Bl. 51.

An Stelle von Tafeln treten hier Bohlen, an Ketten befestigt, welche ihr Auflager an den Flanschen von vertikalen I-Eisen finden. Diese sind als **Losdrempel**[1]) mit unterer horizontaler Achse konstruiert. Für gewöhnlich werden die Bohlen unter Benutzung rückseits an ihnen angebrachter Haken einzeln herausgenommen. Es kann aber auch dem Losdrempel an seinem oberen Ende das Auflager entzogen werden, so daß derselbe plötzlich rückwärts umschlägt und mit ihm die Schützbohlen ausgelöst sind; sie schwimmen dann im Wasser, werden aber durch die Ketten gehalten und einzeln von der festen Brücke aus hochgezogen.



Abb. 151. Rheinhards Losdrempelwehr. Ansicht von der Seite und etwas von vorn.

Der Losdrempel lehnt sich oben gegen eine Rolle R, welche Kugelform besitzt; vgl. Abbild. 151 und 152. Mit einem am Stutzen T angreifenden Schlüssel S, vgl. Abb. 152, kann die an einem kurzen Hebel befindliche Rolle in Richtung v nach oben bewegt werden. Der Losdrempel verliert dann seinen Halt und klappt um. Als bewegliches Auflager ist der leichteren

1) Mitteilungen von **Rheinhard**, Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingenieure. Jahrg. 1884, S. 690 und Bericht von **Klett**, Wochenblatt für Architekten und Ingenieure, Organ der ostpreußischen Architekten- und Ingenieurvereine, 1884. S. 414.

Handhabung halber eine Rolle gewählt, um nicht gleitende, sondern nur die kleinere, rollende Reibung überwinden zu müssen. A ist der Anschlag für die Rolle. Diese Aufnahmen sind auf einer der ersten Studienwanderungen gemacht, welche ich als Dozent in Karlsruhe 1889 mit meinen Herren Studierenden unternahm.

D. Größe der gleitenden Reibung und Vorrichtungen zur Verminderung des Bewegungswiderstandes der Verschlußvorrichtung.

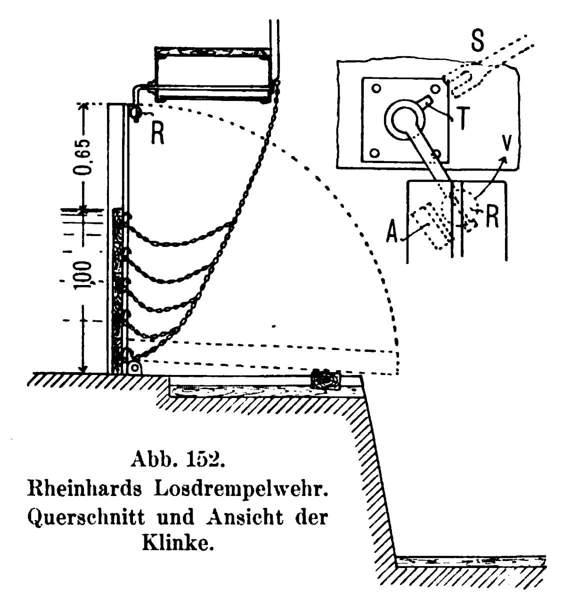


Abb. 152.
Rheinhards Losdrempelwehr.
Querschnitt und Ansicht der Klinke.

1. Das Gleitschütz. Bei Berechnung der Bewegungsvorrichtungen ist zu beachten, daß die sich abnutzenden gleitenden Flächen zumal unter Wasser rauh werden, und daß ferner durch Festklemmen oder Eisbildung besonders große Widerstände auftreten. Die Konstruktion ist daher in ihren Stärken so zu bemessen, daß sie auch bei einem den gewöhnlichen Betrag um das Doppelte oder Dreifache übersteigenden Kraftaufwande, wenn statt einem Mann mehrere Personen angreifen, nicht bricht.

Die zum Heben der Schütztafel erforderliche Kraft ist:

$$K = G + f\,W.$$

Darin ist G das Gewicht der Schütztafel und W der dieselbe treffende Wasserdruck; f ist der Reibungsbeiwert.

Werte f für gleitende Reibung.

Für Holz	auf	Stein	ist etwa	$f = 0{,}5$
„ „	„	Holz	„ „	„ $= 0{,}4$
„ „	„	Eisen (etwas rostig)	„	$= 0{,}35$
„ Eisen	„	„	„ „	„ $= 0{,}3.$

Bei dem Übergang aus der Ruhe in den Zustand der Bewegung steigen diese Werte unter Umständen noch etwa auf den $1\frac{1}{2}$fachen Betrag.

Die Leistung eines Mannes an der Kurbel beträgt etwa 15—20 kg; die Armlänge der Kurbel (Radius des Kurbelkreises) mißt etwa 40 cm. Die Wellenmittellinie befindet sich 95 cm über dem Boden. Es ist zu beachten, daß für jedes Zahnradvorgelege 25% Reibungsverlust in Rechnung gesetzt werden muß. Die Nutzwirkung beträgt also nur $^3/_4$. Für die Schraube ohne Ende ist der Reibungsverlust größer. Es besteht die Gleichung:

$$A = \frac{1}{n} B + f B.$$

Hierin ist $1 : n$ das Steigungsverhältnis der Schraubengänge, etwa $1:10$, A der Druck am Kreisumfang des Querschnittes der Schraube und B der Zahndruck senkrecht zu A am Umfange des Schraubenzahnrades wirkend. Der Reibungsbeiwert f beträgt bei mittelguter Schmierung $f = 1:10$.

Beispiel: $B = 120$ kg, $\frac{1}{n} = \frac{1}{10}$, $f = \frac{1}{10}$

$$A = \left(\frac{1}{10} + \frac{1}{10}\right) 120 = 24 \text{ kg}.$$

Ein weiterer Verlust tritt nun noch in den Lagern von Schraube und Schraubenzahnrad auf, so daß am Umfange des Berührungskreises der Schraube ohne Ende eine Kraft $A' = m A$ erzeugt werden muß, um den Zahndruck $B = 120$ kg zu schaffen. Bei Stützung der Schraube durch einen Spurzapfen ist $m = \frac{5}{4}$ und bei einem Kammzapfen $= \frac{3}{2}$. Im neuen Zustande des Vorgeleges sind die Werte m kleiner.

Für $m = \frac{5}{4}$ wird im obigen Beispiel $A' = \frac{5}{4} A = \frac{5}{4} \cdot 24 = 30$ kg. Die aufgewendete Arbeit beträgt bei $n = 10$ somit: $30 \cdot 10 = 300$ mkg, wenn der Zahndruck $B = 120$ kg am Zahnrad den Weg 1 m beschreibt und daher $120 \cdot 1$ mkg Arbeit leistet. Der Wirkungsgrad ist also in diesem Fall $\frac{120}{300} = \frac{4}{10} = 40\%$.

Die theoretische Übersetzung ist 10:1. Hinsichtlich der Kraft wird aber in Wirklichkeit nur eine vierfache Übersetzung erreicht; denn es ist: $\frac{10}{1} \cdot \frac{40}{100} = \frac{4}{1}$.

Der Wirkungsgrad läßt sich auch unmittelbar aus der Formel

$$\eta = 0{,}8 \frac{\operatorname{tang} \alpha}{\operatorname{tang} (\alpha + \varphi)}$$

bestimmen, in welcher α der Steigungswinkel des Schraubengewindes und φ der Reibungswinkel ist. Beide sind etwa je 6°. Es besteht

noch die Bedingung $\alpha \leq \varphi$, damit die Schraube sich nicht von selbst unter der Schützlast rückwärts drehen kann.

Beispiel:

Der Berechnung sei die Aufziehvorrichtung, Abb. 135, zugrunde gelegt. Der Kurbelarm hat $R = 40$ cm Länge. Die Kurbel fehlt in der Darstellung; sie ist abgenommen. Der Teilkreis der Schraube ohne Ende hat einen Radius $r = 5$ cm. Der Teilkreisradius des Schneckenrades mißt $R' = 36$ cm, derjenige des Triebs, welcher mit der Zahnstange in Eingriff ist, $r' = 4$ cm. Ein Arbeiter greife an der Kurbel mit der Kraft 16 kg an.

Gesucht wird die erreichte Zugkraft in den zwei gekuppelten Zahnstangen zusammengenommen.

Der Zahndruck der Schraube, im Umfange des Teilkreises derselben gemessen, beträgt:

$$Z = 16 \text{ kg} \cdot \frac{R}{r} = 16 \cdot \frac{40}{5} = 16 \cdot 8 = 128 \text{ kg}.$$

Die Schraube wirkt nun nach dem Gesetz der schiefen Ebene oder des Keiles dahin, am großen Schraubenrad, in dessen Teilkreis gemessen, einen vierfach größeren Zahndruck Z' zu erzeugen.

$$Z' = 4\,z = 4 \cdot 128 = 512 \text{ kg}.$$

Dabei ist vorausgesetzt, daß die Schraube eine Gangneigung $\frac{1}{10}$ besitzt und daß mittelgute Schmierung vorliegt. Die hemmende Wirkung der Reibung ist schon in Abzug gebracht; siehe S. 224.

Der Zahndruck des kleinen Triebs an den Zahnstangen ist nun:

$$Z'' = \frac{3}{4}\frac{R'}{r'}\,Z' = \frac{3}{4} \cdot \frac{36}{4} \cdot 512$$

$$Z'' = 3456 \text{ kg (Zug, zus. in den 2 Zahnstangen).}$$

Das zu hebende Schütz habe ein Gewicht $G = 600$ kg und erleide einen Wasserdruck $W = 5700$ kg. Es bedarf mithin zur Überwindung der gleitenden Reibung für den Übergang aus der Ruhe bei Holz auf Eisen (vgl. S. 223) einer Kraft:

$$K = G + f\,W$$

$$K = 600 + 0{,}35 \cdot 1{,}5 \cdot 5700$$

$$K = 600 + 2993 = \sim 3600 \text{ kg}.$$

Es ist zu fordern $Z'' \geq K$.

Hier hat sich Z'' etwas kleiner als K ergeben. Der Mann wird also an der Kurbel statt 16 etwa 17 kg Kraft im ersten Augenblick anwenden; hernach sinkt der Widerstand auf denjenigen der Bewegung, d. h. auf $\frac{2}{3}$ des Anfangswertes herab, so daß in der Folge $\frac{2}{3} \cdot 17 = 11\frac{1}{3}$ kg Kraftanstrengung an der Kurbel genügen.

2. Das Rollschütz[1]), vgl. Abb. 265 des Abschnittes „Schleusen“. Der Druck wirkt auch hier von bewegten auf feste Teile. Durch Anbringung von Rollen oder Rädern tritt aber die geringere rollende Reibung an die Stelle der weit größeren gleitenden Reibung; vgl. auch S. 177 einer Beschreibung[2]) der Modellsammlung der technischen Hochschule in Paris.

Einige Schwierigkeit bereitet hier die Dichtung, da bei Verwendung von Rollen die Schütztafel nicht anliegt; vgl. die Dichtung des Schleusenumlaufschützes, Abb. 265. An der Schleuse bei Hanckenfähr am Dortmund-Ems-Kanal sind Versuche angestellt, die Auflagerung auf Rollen im letzten Augenblick auszuschalten, um Anliegen der Schütztafel und Dichtung in der Schlußstellung zu erzeugen. Da nun bei dem ersten Anheben gleitende Reibung eintritt, die zwar alsbald fortfällt, mußte hier die hebende Kraft für eine kurze Wegesstrecke durch eine besondere Hebelvorrichtung verstärkt werden.

3. Das Pendelschütz entspricht dem Segmentwehr. Der Wasserdruck wird durch Speichen aufgenommen und auf eine Achse übertragen, so daß nur Zapfenreibung entsteht, deren Drehmoment klein ist. Vgl. S. 175 der bezeichneten Beschreibung der Modelle in Paris. Auch hier ist für die Dichtung besonders zu sorgen; vgl. auch das Sicherheitstor am Dortmund-Ems-Kanal, Abb. 266, Bd. I, S. 273.

4. Das Drehschütz, vgl. hier Bd. II, Abb. 264 (4. Abschn. I, L), bei welchem das Moment des Wasserdrucks zum größten Betrage aufgehoben ist, da sich die Verschlußtafel um eine Achse nahe der Schützmittellinie dreht. Die Dichtung ist bei dem Drehschütz unvollkommen, seine Verwendung ist also auf solche Fälle beschränkt, bei welchen kein Wassermangel vorliegt.

5. Das Zylinderschütz, vgl. hier Abb. 266—268 (4. Abschn. I, L), und S. 188 in der oben genannten Beschreibung von Modellen der Pariser Hochschule, gestattet eine fast vollständige gegenseitige Aufhebung der Wirkung des Wasserdrucks, so daß hier die Bedienung am leichtesten ist. Das Zylinderschütz hat sich bestens bewährt.

6. Das Rolladenwehr. Die Verschlußvorrichtung ist in horizontale Stäbe zerlegt, welche durch Gelenke miteinander verbunden sind; sie werden aufgerollt wie die Rolladen der Fensterverschlüsse; vgl. S. 132 und 159 der Beschreibung von Modellen in Paris, siehe die Fußbemerkung 2.

1) Handb. d. Ingw. III, 2. Abt., 1. Hälfte, 3. Aufl., S. 559.
2) Notices sur les modèles de l'école des ponts et chaussées, Paris.

III. Wehre in kanalisierten Flüssen[1];

insbesondere Wehre mit niederlegbaren Böcken (barrages à fermettes mobiles).

A. Allgemeines.

(Nadelwehr, Chanoines Klappe, Hebelklappe und Schützwehr.)

Eine Vermehrung der Wassertiefe zur Zeit geringer Wasserführung durch Regulierung mittelgroßer Flüsse genügt in vielen Fällen der Schiffahrt heute nicht mehr. Es ist aber geglückt, dieses Ziel



Abb. 153. Fulda-Nadelwehr in geöffnetem Zustande.
Eigene Aufnahme.

durch Anstau des Wassers durch Wehre in Verbindung mit Schleusen zu erreichen. Die dazu verwendeten Wehrbauten dürfen jedoch den Abfluß des Hochwassers nicht wesentlich hemmen, insbesondere müssen sie auch die Abführung des Eises gestatten. Diesen Bedingungen genügt in erster Linie das Nadelwehr, welches mit niederlegbaren, zuerst von Poirée[2] verwendeten Böcken (fermettes)

---

1) Handb. d. Ingw. III. 3. Aufl., 2. Abt., 1. Hälfte, Kanalisierte Flüsse, S. 535. — Handb. d. Ingw. III, 3. Aufl., 1. Abt., 1. Hälfte, Wehre, S. 295 und Berechnungen S. 243.

2) Vgl. Poirées erstes Nadelwehr in der Yonne von 1833, Annales d. ponts et chaussées, Jahrg. 1839 und Nadelwehre in der Saône 1845.

ausgestattet ist. Dieselben stehen nebeneinander in Abständen von etwa $1^1/_4$ m. Gegen eine obere, die Böcke verbindende Schiene, die Nadellehne, legen sich schmale, vertikale Bohlen, Nadeln genannt. Bei geöffnetem Wehr befinden sich die Nadeln am Lande und die Böcke auf der Sohle des Wehres. Nur die Pfeiler zeigen sich noch dem Auge; vgl. Abb. 153.

Abb. 154 zeigt einen Blick auf die stromaufwärts gekehrte Seite der Nadeln, welche sich hier außer Wasser befinden, da zur Zeit



Abb. 154. Nadelwehr in der Maas bei Namur bei Niedrigwasser.
Eigene Aufnahme.

der Aufnahme der größte Teil dieses Wehres ganz geöffnet gewesen ist, also kein Stau vorhanden war. Bei normalem Stau reicht das Wasser bis nahe unter die dort vorhandenen Ösen der Nadeln. Durch jene Ösen kann eine Schnur gezogen werden, an welcher die Nadeln schwimmend fest gehalten sind, wenn bei plötzlich eintretendem höherem Wasserstande die Nadellehnen eiligst gelöst werden, so daß die Nadeln umfallen, bevor sie einzeln nach oben herausgenommen sind. Gewöhnlich wird letzteres unter Benutzung des oberen Handgriffes vorher bewirkt.

Abb. 155 zeigt den rechtsseitig befindlichen Teil jenes Wehres bei Namur. Die Nadeln liegen dort zur Zeit auf den Böcken; sie

sind nicht an Land genommen, wie das im Winter geschieht, da sie alsbald nach Vollendung einer Reparaturarbeit und Reinigung des Flußlaufes wieder eingesetzt werden sollen.

Es sei schon hier erwähnt, daß die auf dem Wehrsteg, Abb. 154, liegenden Ketten zum langsamen Niederlassen und Wiederaufrichten der Wehrböcke verwendet werden; siehe Abb. 160 und 163. Die ersten Nadelwehrböcke sind aus Winkel- und Kreuzeisen zusammengesetzt, z. B. diejenigen an der Saar.[1]) Später hat man die hier



Abb. 155. Geöffnetes Nadelwehr.
Eigene Aufnahme.

dargestellten, geschweißten Böcke vorgezogen, welche eine flachere Lage im niedergelegten Zustande gestatten und auch bei Durchströmung dem Wasser keine so große Breite darbieten. Die Böcke fallen in dieser Bauart außerdem leichter aus; sie sind bequemer zu bewegen.

Die Chanoinesche Klappe (Abb. 156, 157 und 188) ist dort an Stelle des Nadelwehres benutzt, wo für dieses die Wassertiefe zu groß wird. Der Druck gegen die Nadeln würde dann zu bedeutend

1) Die Kanalisierung der oberen Saar. Von L. Hagen. Zeitschr. f. Bauw. 1866, S. 202 und 370, Bl. 33—35 des Atlas.

ausfallen. Die Nadeln würden zu stark und schwer und ihre Bedienung würde unhandlich. Chanoines Klappe sollte sich eigentlich selbsttätig öffnen. Man hat aber doch vorgezogen, vor den Klappen Böcke aufzustellen und so eine niederlegbare Brücke zu schaffen, fast so, wie bei dem Nadelwehr; von ihr aus werden die Klappen bedient. In den großen Klappen befinden sich wieder kleinere, welche sich bei plötzlichem Hochwasser von selbst öffnen. Einige derselben sind in Abb. 157 offen, z. B. diejenige ganz im Vordergrunde. Die



Abb. 156. Chanoinesches Klappenwehr in der Maas bei Namur bei Niedrigwasser, von einem Standort oberhalb aus gesehen.

Eigene Aufnahme.

Zwischenräume zwischen den großen Klappen werden durch besondere Bohlen gedichtet, welche zur Zeit der Aufnahme fortgerückt und zum Teil schräg gegen die Böcke gelehnt sind; sie treten in der Abbildung dunkel hervor. Die großen Klappen sind hinten durch bewegliche Schrägstützen gehalten, welche sich unten gegen den hervorragenden Absatz eines eisernen Schuhes setzen. Vom Pfeiler aus kann mittels Kurbel, Zahnrad und Zahnstange durch eine über den ganzen Hinterboden des Wehres sich erstreckende Stange ein Ausrücken dieser Stützen aus ihren Lagern bewirkt werden. Dieselben gleiten dann unter der Wirkung des Wasserdrucks unten in

einer Führung, dem Schuh, flußabwärts aus. Die Klappen verlieren so ihren Halt und legen sich flach auf den Wehrrücken. Hernach werden auch die Wehrböcke niedergelegt; diese klappen, wie die Böcke am Nadelwehr, quer um. Ihre untere Achse verläuft in der Längsrichtung des Flusses. Nun ist die Öffnung ganz frei, und es vermögen bei höheren Wasserständen Schiffe über das Wehr hinweg zu fahren. Dieses Niederlegen des Wehres geschieht bei Hochwasser. Die entstehende Öffnung, welche den Schiffen freie Fahrt



Abb. 157. Dasselbe bei verändertem Standort, wieder bei fehlendem Stau.
Eigene Aufnahme.

gestattet, heißt der Schiffsdurchlaß, pertuis, passe navigable, passoir — transmit of vessel.

Schiffsdurchlässe finden sich auch am kanalisierten Main. Dort erfolgt der Verschluß aber durch ein Nadelwehr. Die Wassertiefe ist nicht so groß, als daß es der Benutzung des kostspieligen Klappenwehres bedurft hätte. Eine Hebelklappe als Schiffsdurchlaß, und zwar in der Spree bei Große Tränke[1]) unterhalb der Abzweigung des Oder-Spree-Kanals nach Berlin zu, zeigt Abb. 158.

---

1) Vgl. Zeitschr. f. Bauw. 1890, S. 369, 431 u. Bl. 57—65 des Atlas. Über Klappwehre vgl. auch den nachfolgenden Abschnitt D.

Bei niedrigem Spreewasserstand ist das daneben befindliche Wehr geschlossen und desgleichen auch die Klappe, bei lebhafter Wasserführung der Spree ist aber das Wehr zum Teil oder ganz geöffnet. Dann verschwindet der Stau zum größten Teil. Will nun ein Fahrzeug von der kanalisierten Oberspree flußabwärts fahren, so bedient es sich dazu des Schiffsdurchlasses. Mit Hilfe der Winde *W* und des großen Hebels *H* wird die Klappe *K* niedergelassen. Nach der Durchfahrt des Schiffes wird sie wieder gehoben, damit nicht zu viel Wasser der oberen Haltung der dort kanalisierten Spree entzogen wird. Dieser Schiffsdurchlaß wird nur von kleineren Fahrzeugen benutzt, welche unterhalb des Wehres an der Spree liegende Orte erreichen wollen, desgl. durch Flöße.

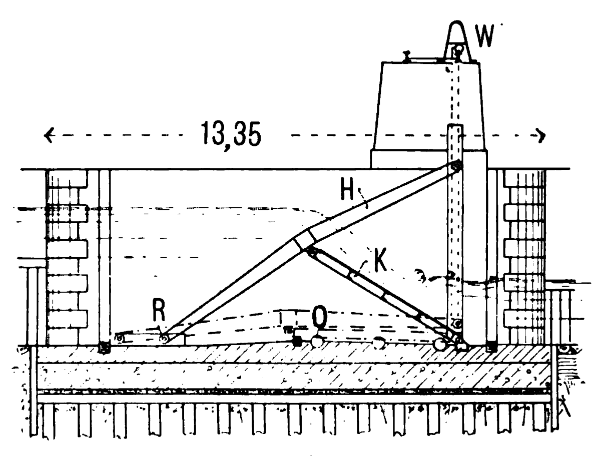


Abb. 158. Hebelklappe, Schiffsdurchlaß mit Klappenverschluß bei Große Tränke in der Spree.

Der Hebel *H* zeigt unten eine Rolle *R*, die sich in einer Rollbahn bewegt, während er am anderen Ende unter der Winde mittels Rolle in einer vertikalen Bahn geführt ist. Die Konstruktion ist in Eisen ausgeführt; die Ober- oder Rückseite der Klappe *K* ist mit einer Blechhaut verkleidet. Die Öffnungen *O* dienen zur Spülung und Reinigung des Wehrbodens. Über Klappenwehre finden sich hier unter D weitere Angaben.

Bei Herbrum dient ausnahmsweise ein Schützenwehr zum Aufstau eines kanalisierten Flusses; vgl. Abb. 159. Während obere Wehre der Ems im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals als Nadelwehre erbaut sind, mußte hier, wo Flut- und Ebbeströmung wechseln, ein Schützenwehr benutzt werden, welches Anschlag flußabwärts und flußaufwärts besitzt und also je nach dem Wechsel der Strömung oder des Gefälles in der einen oder der anderen Richtung dichtet.

B. Das Nadelwehr.

Abb. 160—162 zeigen als Beispiel das Nadelwehr mit Schleuse und Trommelwehr (Floßdurchlaß) vom kanalisierten Main. Die



Abb. 159. Schützenwehr bei Herbrum im Ebbe- und Flutgebiet der kanalisierten Ems.

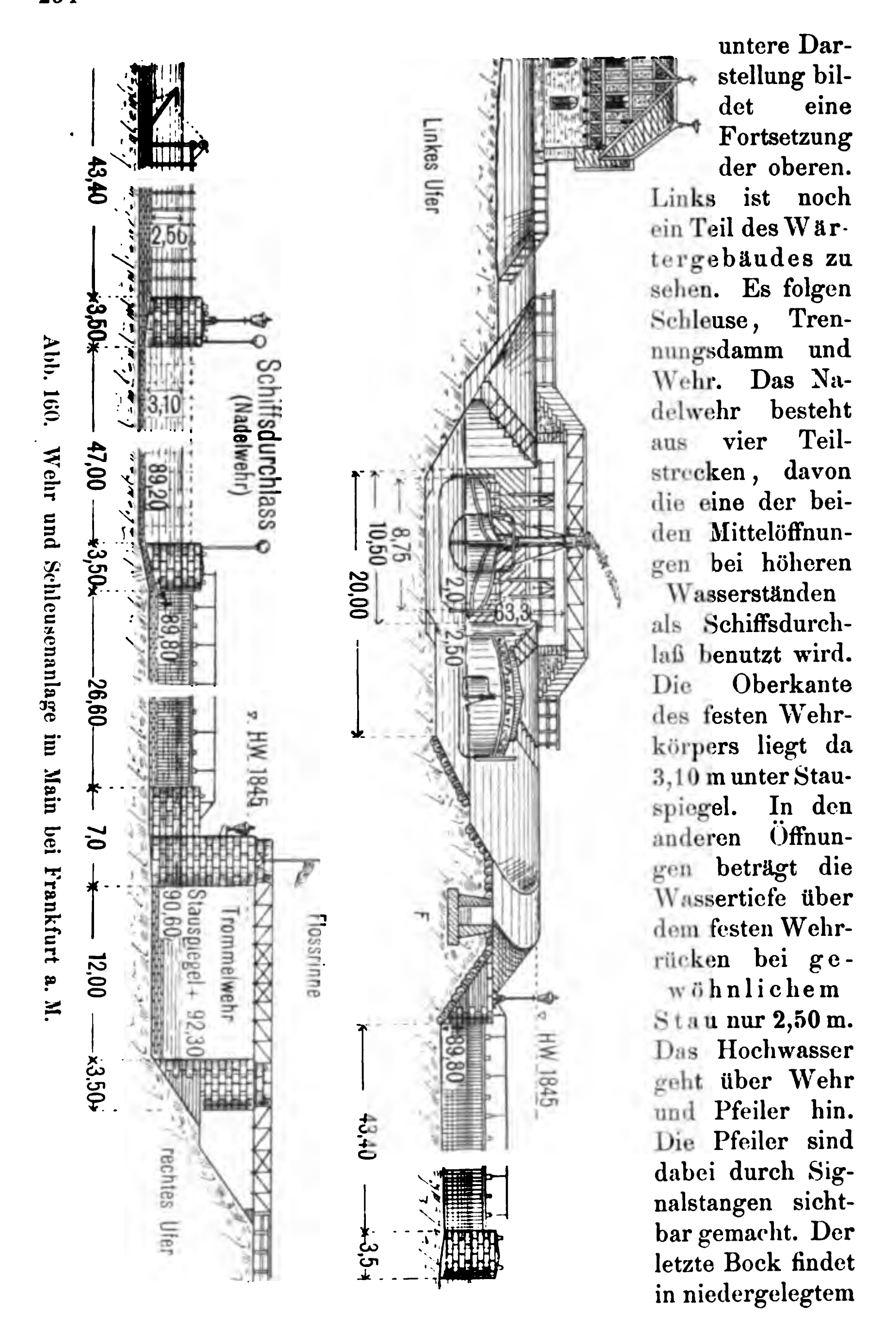


Abb. 160. Wehr und Schleusenanlage im Main bei Frankfurt a. M.

untere Darstellung bildet eine Fortsetzung der oberen. Links ist noch ein Teil des Wärtergebäudes zu sehen. Es folgen Schleuse, Trennungsdamm und Wehr. Das Nadelwehr besteht aus vier Teilstrecken, davon die eine der beiden Mittelöffnungen bei höheren Wasserständen als Schiffsdurchlaß benutzt wird. Die Oberkante des festen Wehrkörpers liegt da 3,10 m unter Stauspiegel. In den anderen Öffnungen beträgt die Wassertiefe über dem festen Wehrrücken bei gewöhnlichem Stau nur 2,50 m. Das Hochwasser geht über Wehr und Pfeiler hin. Die Pfeiler sind dabei durch Signalstangen sichtbar gemacht. Der letzte Bock findet in niedergelegtem

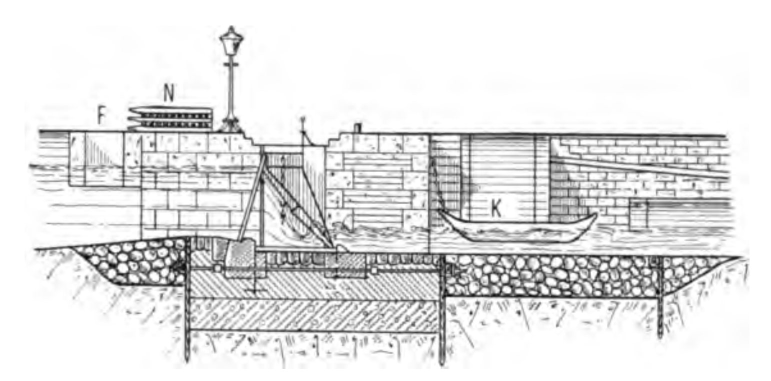


Abb. 161. Querschnitt eines Nadelwehres im Main.

Zustande in einer Nische Raum, welche im Land- oder Strompfeiler ausgespart ist; vgl. Abb. 161 und 175. Die Anlage *F* am linken Ufer ist eine Fischleiter; siehe auch Abb. 160 und 162. Die Entfernung der Böcke von Mitte zu Mitte beträgt 1,25 m.

Die Schleuse liegt hier in einem gegrabenen Kanal, dem Schleusenkanal; sie besitzt eine Kammer für einzelne Schiffe und eine lange Kammer für ganze Schleppzüge, gewonnen durch Hinzufügung eines dritten Torpaares *S*.

Das Niederlegen der Böcke geschah zuerst nach Abbild. 160 (links) nur mit Hilfe der Winde. Die Winde mußte dann für jeden Bock versetzt und wieder nach rückwärts aufs neue verankert werden. Später stellte man dieselbe weiter zurück auf und führte ihre Kette *a* über eine leicht versetzbare Hilfsrolle[1]) bis zu der Brückenplatte *p* des niederzulegenden Bockes, vgl. Abbild. 163. Der andere Bock unter *c* bleibt noch stehen. Platte *p* und Klaue *c* des benachbarten Bockes werden erst gehoben, so daß die Klaue *c* aushakt. Dann wird die Kette *a* nachgelassen, der Bock legt sich nieder und Platte *p* oben darauf. Kette *b* dient zur Verankerung der Hilfsrolle.

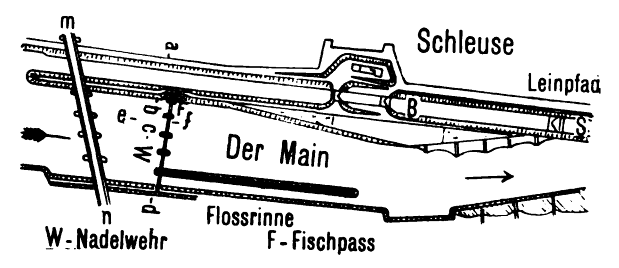


Abb. 162. Grundriß von Wehr- und Schleusenanlage bei Frankfurt a. M.

1) Vgl. die Inventarienzeichnung Bl. 8 der Oderstrombauverwaltung über das zum Großschiffahrtsweg bei Breslau gehörende Nadelwehr.

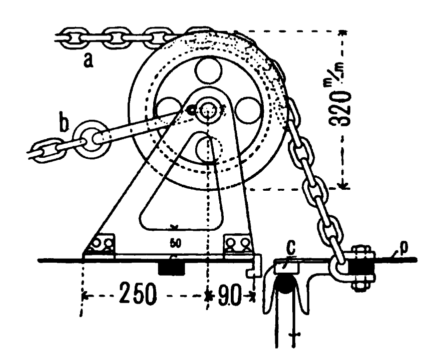


Abb. 163. Hilfsrolle.

Abb. 164 bietet die Ansicht eines Wehrbockes im Schiffsdurchlaß. Das Beispiel ist der Staustufe Januschkowitz der kanalisierten Oder entnommen. Seitlich des Schiffsdurchlasses sind kleinere Wehrböcke verwendet, da dort die Krone des festen Wehrkörpers 50 cm höher liegt. Die Höhenabmessung des Bockes kürzt sich dort also um 50 cm und die Fußbreite vermindert sich von 250 auf 237 cm. Die Nadelstärke fällt statt 13 nur zu 10 cm aus. Die Schrägstrebe zeigt in ihrer Mitte dort statt $\frac{80}{80}$ die Stärke $\frac{70}{70}$ mm; die Stärke der horizontalen Drehachse beträgt an diesem kleineren Bock 60 mm ∅. Alle übrigen Eisenstärken sind unverändert belassen, mithin so wie am großen Bock, Abb. 164; sie sind zumal durch die Belastung der Laufbrücke und durch Stoßwirkungen schwimmender Körper bedingt. Die Brückentafeln sind in der Abbildung herabhängend gezeichnet. Bei aufgerichtetem Wehr greift die Klaue *c*, Abb. 163 und 164, über den oberen runden Querrahmen des nächststehenden Bockes, vgl. Abb. 163.

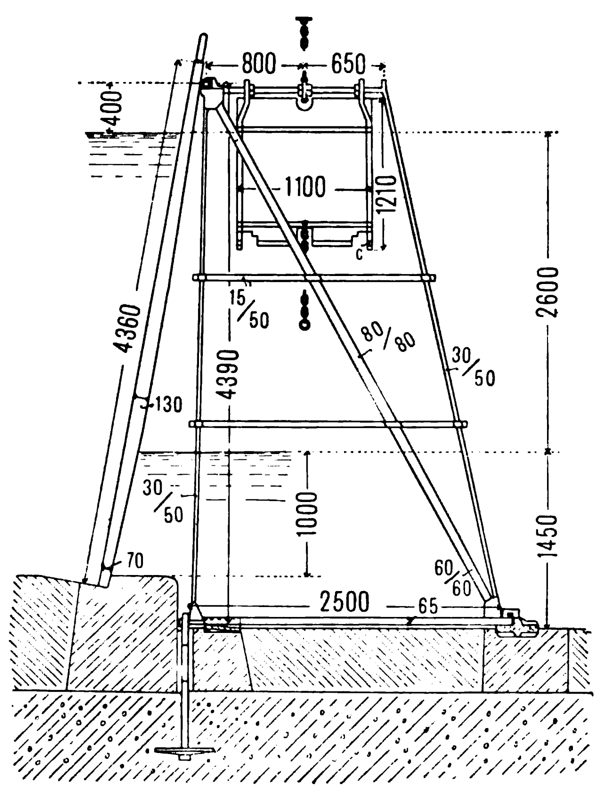


Abb. 164. Wehrbock eines Schiffsdurchlasses.

Nach Auswechslung eines der Ausbesserung bedürftigen Bockes erfolgt das Einsetzen desselben während Wasser über das Wehr hinfließt. Man sieht dabei die Lagerkörper kaum oder überhaupt nicht. Um den vorderen, zum Oberwasser gekehrten Wehrzapfen

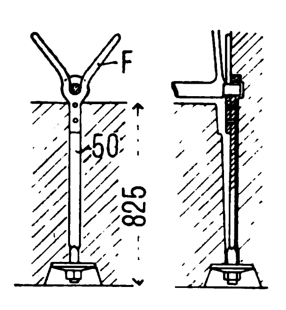


Abb. 165. Führung des Vorderzapfens an den Mainwehren.

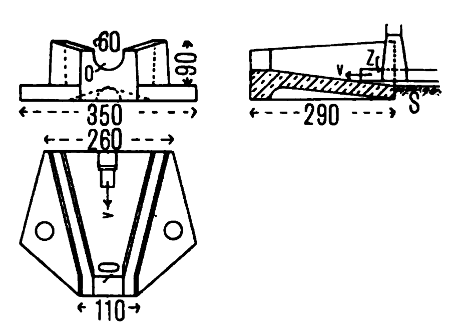


Abb. 166. Führung des Vorderzapfens an Wehren der Oder.

nun in sein Lager schieben zu können, benutzte man früher die Führungshörner *F*; vgl. Abb. 165.

Neuerdings bedient man sich dazu eines Führungsschuhes; vgl. Abb. 166. Der zum Oberwasser gekehrte, vordere Zapfen *Z* des Wehrbockes wird durch den mit der Sohle *S* bündig verlegten Schuh in Richtung *v* vorwärts geleitet und durch die Halbkreisöffnung *O* in das Lagerloch des nach unten verankerten Lagers eingeführt; vgl. auch Abb. 164.

Die Einführung des Hinterzapfens erfolgt von oben her in die Mulde *M*, Abb. 167. Der Keil *K* ist dabei noch nicht vorhanden. Der Bock wird nun in Richtung *v* verschoben, bis der Zapfen *Z* in sein Lager *L* fällt. Später, wenn der Bock fertig steht und die vorgesetzten Nadeln das Wasser zurückhalten, wird der Keil *K* eingefügt. Dieser tritt erst später in Wirksamkeit, wenn der Bock vor Eintritt von Hochwasser oder Eisgang umgelegt wird. Er verhindert dann ein Herausspringen des Zapfens nach oben hin. Bemerkt sei noch, daß *R* eine Verstärkungsrippe ist, *F* sind die führenden Wangen

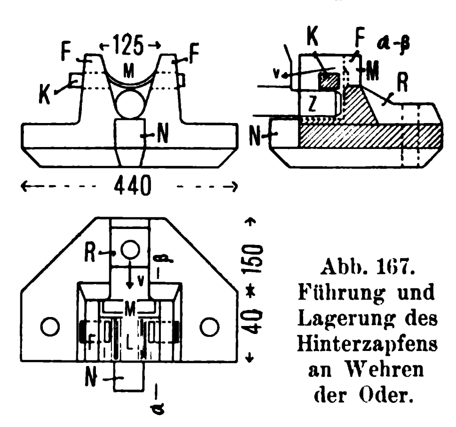


Abb. 167. Führung und Lagerung des Hinterzapfens an Wehren der Oder.

seitlich der Mulde *M*. Die Nase *N* stützt den Bock auch; sie entlastet den Zapfen bei starkem Druck der Schrägstrebe.

Am Hinterzapfen tritt nur das eiserne Lager nach oben hervor. Das Mauerwerk ist schlicht gehalten, es bildet dort keine Nische wie bei der älteren Bauweise. Das ist besser, weil dann Ablagerungen von Sand und Geschieben vermieden bleiben.

Eine schnelle Beseitigung der Nadeln bei plötzlich steigendem Wasserstande ist oft erforderlich. Anderenfalls kann eine Überstauung und Überflutung der Wehrbrücke eintreten, so daß sich das Wehr dann überhaupt nicht mehr öffnen und niederlegen läßt. Das Auslösungsschloß von Kummer, vgl. Abb. 168, gestattet durch Drehung der inneren, dunkel schraffierten Spindel *S* die plötzliche Auslösung eines Dreharmes des benachbarten Bockes, gegen welchen sich die Nadeln am Mainwehr lehnen. In der Stellung 1 der Mittelspindel, vgl. die Abbildung links unten, findet der Arm *A* ein festes Auflager, während er in der daneben gezeichneten Stellung 2 unter der Wirkung des gegen die Nadeln und den Arm *A* wirkenden Wasserdruckes in der Richtung *v* durchschlägt. Die Drehung der Spindel von der Lage 1 in die Lage 2 bewirkt also ein plötzliches Öffnen; sie erfolgt mit Hilfe eines Schlüssels. Auch die Stirnansicht in der Mitte der Abb. 168 zeigt die Stellung 2, bei welcher jenes Durchschlagen des dort nicht gezeichneten Armes vom Nachbarbock erfolgt. Die Nadeln sind dabei durch eine Schnur miteinander vereinigt; sie hängen mittels dieser zunächst schwimmend am Bock und werden darauf herausgeholt. Bemerkt sei noch, daß diese so zu bedienenden Nadeln nicht bis zum Brückensteg hinaufreichen dürfen; sie müssen kürzer sein als

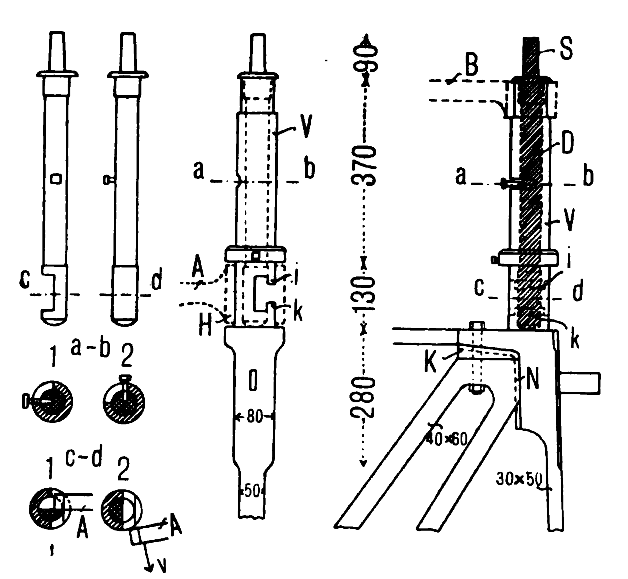


Abb. 168. Auslösung „Kummer" der Mainwehre.

die mit Hand bedienten Nadeln, damit sie unter dem Steg durchschlagen können. Der Bock trägt vorn oben eine vertikale Verlängerung aus Schmiedeeisen *V*, welche ausgebohrt ist und in die jenes rechts dunkel schraffierte Drehschloß *D* eingesetzt ist. In Höhe des Buchstabens *a* befindet sich eine Schraube, welche im drehbaren Kernstück *D* festsitzt und in einen Schlitz der festen Hülse *v* gleitet; sie dient zur Drehbegrenzung. Auf das feste Bohrstück *v* wird die gestrichelt gezeichnete Drehhülse *H* des beweglichen Armes *A* geschoben und durch einen Stellring gegen Verschiebung nach oben hin gehalten. Jeder Arm *A* entspricht in seiner Endausbildung dem Ausschnitt in Hülse *H* und Rohrstück *V*; er wird durch die Nasen *i* und *k* der Mittelfigur so gehalten, daß er zugleich eine relative seitliche Verschiebung benachbarter Böcke verhindert, sobald die Einklinkung erfolgt ist. Der Arm *B*, in der Abbildung rechts oben, dient zum Tragen der niederklappbaren Brückenstegplatte. Der Keil *K* am Kopf der Schrägstrebe dient zur Verspannung derselben. Die Diagonale läßt sich in die Nuten *N* nur einführen, wenn der Keil noch fehlt. Ist der Keil eingefügt, dann läßt sich die Diagonale aus der Nut seitlich nicht mehr herausdrücken.

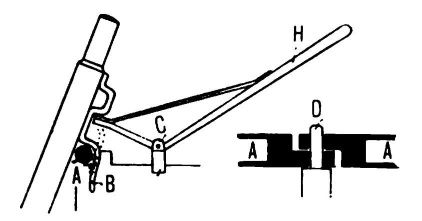


Abb. 169. Nadelausheber, angewendet an der Oder.

N a d e l a u s h e b e r sind später zum schnellen Öffnen des Wehres, d. h. zum Ausrücken der Nadeln, benutzt. An die Stelle der Dreharme *A*, Abb. 168, sind runde Arme, aus einem Rohre bestehend, getreten, dessen Enden ausgefüttert und so ausgeschnitten sind, daß sie sich über den Dorn *D* legen lassen (169), so die Böcke gegenseitig aussteifend. Ein Hebel wird mit dem unter der Drehachse *C* befindlichen Reiter auf den Bock gesetzt. Ein Druck auf den Hebel *H* hebt den Fuß der Nadel unten aus dem Anschlag; sie schwenkt, dem Wasserdruck folgend, herum, wird aber in dieser Lage noch durch den Bügel *B* gehalten, weil dieser lang ist und in der gehobenen, punktiert



Abb. 170. Nadelausheber mit Bocklager.

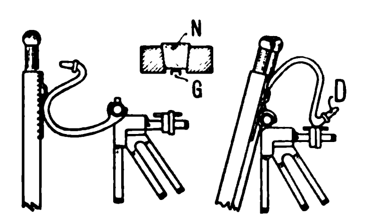


Abb. 171. Stauregulierhebel; Patent Greve.

gezeichneten Stellung den Arm A noch umfaßt.

Eine andere Bauart und Lagerung des Hubhebels, welche eine bessere Handhabung gestattet, zeigt Abb. 170; vgl. das Inventarienblatt 8, Nadelwehr Breslau, siehe Fußnote S. 235.

Ein Stauregulierhebel ist von Baurat Greve in Cassel im Jahre 1900 erdacht, vgl. Abb. 171 und 172. Mit Hilfe dieses Hebels können auch schwere und recht lange Nadeln nach vorn gedrückt werden, um das Wasser teilweise durchzulassen. Die bezügliche Nadel N ist mit einer Gleitbahn G aus Eisen versehen und als Keil geformt, so daß sie sich bei dem Zurückdrehen des Hebels leicht wieder zwischen die stehenden Nadeln drängt.

Versuche mit einer Nadel-Seilbahn sind an der Fulda gemacht, um die Nadeln leicht anheben und an Land bringen zu können. Die Seilbahn ist an Masten befestigt und mit einer in Abb. 173 sichtbaren Spannvorrichtung versehen. An dem Seil rollt eine Laufkatze mit Flaschenzug.



Abb. 172. Fuldawehr mit Greve-Hebeln, bei abgelassenem Wasser.
Eigene Aufnahme.



Abb. 173. Nadel-Seilbahn an Fuldawehren.
Eigene Aufnahme.

Die hier mitgeteilten oder ähnlichen Vorrichtungen gestatten die Verwendung schwererer und daher auch längerer Nadeln und somit die Anwendung höherer Staustufen, als bisher üblich und bei ausschließlicher Bedienung der Nadeln mit Hand zulässig war.

Abb. 174 zeigt einen an der oberen Oder verwendeten Dichtungshebel, mit welchem die Nadeln fest gegeneinander gepreßt werden. In vertikaler Lage greift der untere, schmale Ansatz *A* in den Spalt zwischen zwei Nadeln *N*. Bei Bewegung des Hebels in Richtung *v* schiebt Ansatz *A* sie zur Seite, so daß die letzte schließende Nadel da Platz findet. Für das obere Stück *H* des Hebels ist als Material Holz gewählt.

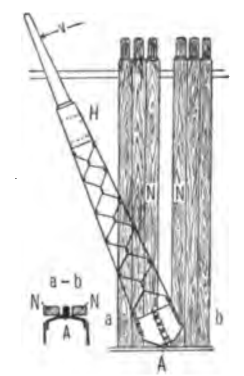


Abb. 174. Dichtungshebel.

Die Herstellung großer Flußwehre erfolgt in Abteilungen, da es nicht angängig ist, das ganze Flußprofil durch die Baugrube und ihre Spundwände zu sperren, vgl. Abb. 175.

Das Nadelwehr dient nicht nur zum Aufstau des Wassers im Interesse der Schiffahrt. Es wird auch als Mühlenwehr oder sonstwie an Stelle fester Wehre benutzt, wo es gilt, dem Hochwasser



Abb. 175. Bau des Nadelwehrs bei Oppeln. Aufnahme der Bauverwaltung.

freien Abzug zu gestatten. In Abb. 176 lehnen sich die Nadeln an ein U-Eisen, welches vor allen Wehrböcken lang durchläuft. Durch Horizontal - Verschiebung dieses U-Eisens vom Landpfeiler aus erfolgt eine gleichzeitige Niederlegung aller Böcke.

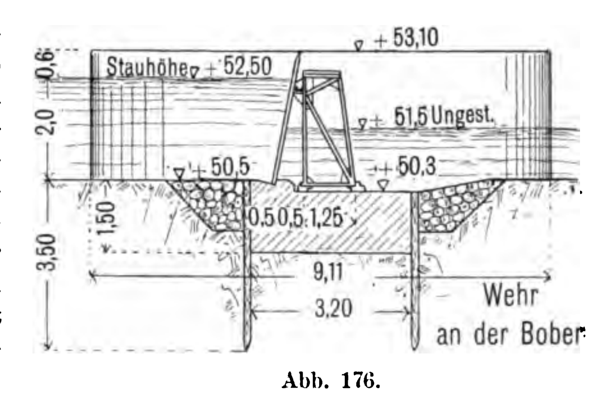


Abb. 176.

C. Flößereiwehre.[1])

Das Flößen des Holzes geschieht vielfach zu einer Jahreszeit, in welcher der Gebirgsfluß wenig Wasser führt. Das Wasser wird dort dann in einem Floßteich aufgestaut und mit dem Floß zu Tal gelassen. Es wird auch nachgeschickt, um den Wasserstand zu erhöhen.

1. Flöße und Floßfallen.

Auf kleinen Flüssen werden die Flöße vorn spitz, hinten breiter hergerichtet. Vorn befindet sich der Floßschnabel mit dem Steuer; dann folgen die einzelnen Hölzer zu Gruppen, sogenannten Gestören oder Gesperren, von 10 bis 20 m Länge vereinigt und mit dem nächsten Gesperr verbunden, so daß Floßlängen von im ganzen 600 m bei gut 5 m Breite entstehen. Die Flöße werden in ruhigem Wasser an Floßbindestellen hergestellt; sie gehen mit einem Wasserschwall zu Tal, der nach Anstau am Floßwehr durch plötzliches Öffnen der

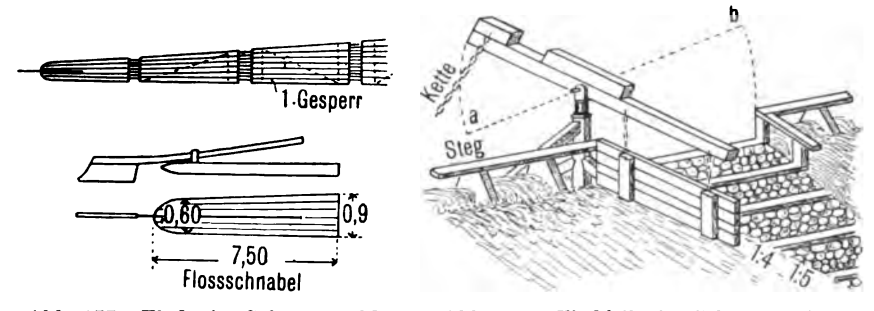


Abb. 177. Flöße im Schwarzwald. Abb. 178. Floßfalle im Schwarzwald.

1) Handb. d. Ingw. III, 2. Abt., 1. Hälfte, S. 107.

Floßfalle (vgl. Abb. 178) erzeugt wird. Es sei bemerkt, daß in Abb. 178 die Öffnung nicht hinreichend tief gezeichnet ist. Die Sohle der geneigten Ebene liegt da zu hoch; sie ist im Gebrauchsfall überflutet und dann eigentlich nicht zu sehen.

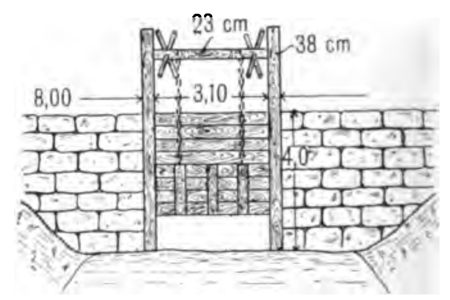


Abb. 179. Kleine Floßfalle.

Das Bremsen der Flöße erfolgt durch hebelartige Stangen, welche auf den Boden gedrückt werden und hier gleiten, Sperren genannt. — Anders, und zwar vorn nicht zugespitzt und weit breiter, werden die Flöße auf größeren Flüssen, z. B. auf dem Rhein, verwendet.

Die alten Konstruktionen waren oft recht mangelhaft. So war z. B. eine Floßfalle am Heubach in Baden, durch welche Flöße von 400 m Länge sich bewegt haben, nur 3,1 m breit und oben nicht frei offen, so daß die Flößer diese liegend durchfahren mußten, vgl. Abb. 179.

Abb. 180. Enzwehr mit Floßfalle. Eigene Aufnahme.

2. Rheinhard

verwendete in Württemberg als Floßfallen große Schützentafeln an Ketten, durch Welle und Handspeichen bedient; vgl. Abb. 180. An diesen im Dienst der Forstverwaltung erbauten Wehren



Abb. 181. Floß- und Flutschleuse bei Mühlhof.

nennt man das Staubecken vor dem Wehr die Wasserstube, in Baden hingegen den Floßweiher oder Floßteich.



Abb. 182. Dieselbe nach Vollendung des Baues.

Das Rheinhardsche Losdrempelwehr ist vorn S. 221 beschrieben. Das Wasser wird hier hinter der Floßfalle nur auf die kurze Strecke der dargestellten Bretterwand zusammengehalten.

Lange Floßrinnen schließen sich an ein Floßwehr an, wenn größere Gefälle zwischen dem Ober- und Unterwasser zu überwinden sind.

Abb. 181 und 182 zeigen eine derartige Anlage nebst einer Freiflut, einer Freiarche, welche an die Stelle des natürlichen Wasserlaufes getreten und als Kaskade ausgebaut ist, um die Gewalt des aufschlagenden Wassers in einzelnen Sturzstufen zu brechen, denn ein Sturz von ganzer Höhe würde zerstörend wirken. Der vertikale Fall ist hier von Vorteil, da die Entstehung horizontaler Geschwindigkeiten in der Freiflut tunlichst vermieden werden muß. Gilt es doch, den Angriff gegen Sohle und Böschungen unterhalb des Bauwerkes gering zu gestalten. Auf Abb. 181 ist noch die alte Anlage in Holzbau zu sehen, links die Floßrinne, daneben die alte Kaskade und dann der Neubau. Auf Abb. 182 ist die alte Anlage bereits entfernt.

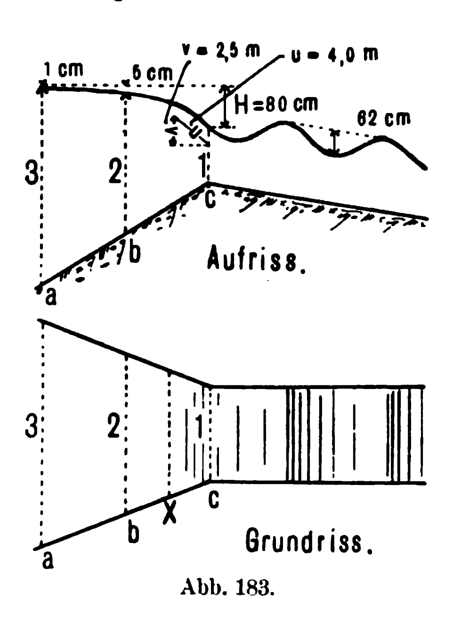


Abb. 183.

3. Gestaltung der Welle am Floßeinlauf.

Auf die Welle in der Floßschützöffnung, vgl. Abb. 182, sei hier aufmerksam gemacht. Dieselbe ist tunlichst klein zu halten, damit die Flöße keinen zu starken Biegungsspannungen ausgesetzt sind.

Die Welle entsteht wie folgt (vgl. Abb. 183): Die Wassergeschwindigkeit in der Floßfallenöffnung c sei u. Alsdann ist das Wasser, von Reibungswiderständen abgesehen, um den Betrag $H = \frac{u^2}{2g}$ gefallen; z. B. bei $u = 4$ m um $H = \frac{4^2}{2 \cdot 9{,}81} = 0{,}8$ m. Der Stromquerschnitt am Orte a sei nach Höhe und Breite je 3 mal so groß angenommen als bei c; er ist im Querschnitt also 9 mal so groß als am Orte c. Alsdann ist u_3 dort nur gleich $\frac{1}{9} u$ und $H = \frac{u_3^2}{2g} = \left(\frac{1}{9}\right)^2 \frac{u^2}{2 \cdot 9{,}81} = \frac{1}{81} \cdot 0{,}8 = 0{,}01$ m. Ebenso ist am Orte b, wo

der Querschnitt gegenüber Ort c in beiden Richtungen 2 fach, in der Fläche 4 fach größer ist, $H = \left(\frac{1}{4}\right)^2 \cdot 0{,}8 = 0{,}05$ m.

Der Wasserspiegel ist bei a nur um 1 cm, bei b um 5 cm gesunken. Das Wasser beginnt somit erst dort wesentlich zu sinken, wo die Querschnittsverengung bedeutend ist. Es erreicht die Fallhöhe $\frac{1}{2} H$, wo der Querschnitt $\sqrt{2} = 1{,}4$ von demjenigen am Orte c, oder wo der Querschnitt in der Breite und in der Höhe nur je 1,2 mal so groß ist wie an jener engsten Stelle c. Dieser Querschnitt liegt bei manchen Floßfallen zu nahe an der Stelle bei c, so daß sich im letzten Augenblick ein zu starkes Gefälle ergibt. Das Wasser schießt zu steil abwärts, so daß dort die jene Wellen erzeugende Vertikalkomponente v der Bewegung (vgl. die Abb.) zu groß wird. Für die Höhe der entstehenden Wellentäler und Wellenberge ist nun in der Folge nicht die ganze strömende Geschwindigkeit u maßgebend, sondern nur deren Vertikalkomponente v. Ist z. B. $v = 3$ m, dann entstehen Wellenberge und Täler von etwa je $h = \frac{v^2}{2g} = \frac{3^2}{2 \cdot 9{,}81}$ m $= 9 \frac{100}{2 \cdot 9{,}81}$ cm $= 9 \cdot 5 = 45$ cm oder bei $v = 4$ m von $h = 4^2 \cdot 5 = 80$ cm und bei $v = 5$ m von $h = 5^2 \cdot 5 = 125$ cm. Der ganze Unterschied zwischen Berg und Tal wird aber etwa doppelt so groß, also $2 \cdot 45 = 90$ im ersteren und $2 \cdot 125 = 250$ cm im letzteren Fall. Das abwärts schießende Wasser pendelt unter die Mittellage des Wasserstandes hinab. Im ausgerechneten Beispiel (Abb. 183), wo $u = 4$ m ist, wird vielleicht $v = 2{,}5$ m werden, also Wellenhöhe $h = 2{,}5^2 \times 5$ cm $= 31$ cm und der Höhenunterschied zwischen Berg und Tal $2 \times 31 = 62$ cm.

Eine solche Wellenhöhe ist für die Flöße schon von Nachteil. Der Querschnitt der Zuströmung ist mithin unmittelbar vor der Schützöffnung zu groß. Die Einengung muß etwas weiter oberhalb beginnen.

Berechnung der erforderlichen Einengung oder Düsenkonstruktion vor solchen Schützöffnungen. Es sei im vorstehenden Fall nur eine ganze Wellenhöhe von 10 cm zuzulassen. Die halbe Höhe beträgt dann $h = 5$ cm. Die Vertikalkomponente v der Geschwindigkeit darf also zuletzt $v = \sqrt{2gh} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}05} = 1{,}0$ m nicht überschreiten. Da nun, bei $H = 80$ cm, die ganze Wasser-Endgeschwindigkeit $u = 4$ m mißt und die Richtung von v dem Spiegelgefälle entspricht, so darf dieses zuletzt höchstens die Neigung 1 : 4 aufweisen. Dann wird $v = \frac{1}{4} \cdot 4$ m $= 1$ m. Deshalb muß der Ort x, vgl. die Abb. 183, an dem das Wasser um $\frac{H}{2} = 40$ cm gefallen ist

und von dem es bis c noch um 40 cm fällt, der Spiegelneigung 1 : 4 entsprechend, mindestens $4 \cdot 40 = 160$ cm oberhalb c liegen, sagen wir der Vorsicht halber 2 m oberhalb c. Hier bei x muß das Wasser also schon $\frac{H}{2} = 40$ cm gefallen sein. Die Einengung muß dort mithin bereits so erfolgt sein, daß das Wasser daselbst die Geschwindigkeit $u_x = \sqrt{2g\frac{H}{2}} = \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 0{,}4} = 2{,}8$ m besitzt. Der Querschnitt F_x bei Punkt x in 2,0 m Entfernung oberhalb der engsten Stelle c darf also nicht weiter sein als nachstehende Gleichung ergibt. $F_x = F \cdot \frac{u}{u_x} = F\frac{4}{2{,}8} = 1{,}43\,F$. Hierin ist F der Querschnitt der Floßrinne an der engsten Stelle, also etwa am Schütz oder weiter aufwärts, falls die stärkste Einengung schon vorher erreicht ist.

In Wirklichkeit ist der Zuflußquerschnitt bei allen oder fast allen Floßrinnen in 2 m Entfernung vor dem Schütz weit größer als 1,43 F, so daß überall eine Wellenbewegung entsteht, die bisweilen störend wirkt.

Ergebnis: Es hat der seitlich begrenzte Zulauf zur Schützöffnung mindestens 4 bis 5 m vor dem Schütz mit beliebigem Stromquerschnitt zu beginnen. Die Einengung hat auf der ersten Strecke sehr schnell zu erfolgen, so daß der Querschnitt F_x in 2 m Entfernung vor der Schützöffnung nur höchstens noch 1,43 oder rund 1,5 F beträgt. Hierbei gibt F den Querschnitt an der engsten Stelle an, also etwa in der Schützöffnung. Die Einlaufdüse braucht nicht sehr lang zu sein; sie muß nur in der Mitte ihrer Längenerstreckung im Querschnitt hinreichend eng sein, das ist der Kern der Sache.

4. Das Trommelwehr [1])

wird in größeren Flüssen als Floßdurchlaß benutzt. Abb. 184 zeigt die Anlage bei Frankfurt a. M. Das fast ganz aufgerichtete Wehr wird in der Abbildung nur leicht überströmt. Auch hier ist die entstehende Welle bei ganz niedergelegter Klappe noch reichlich groß. Nicht selten sind Nägel durch die Wirkung derselben aus den Flößen gerissen und in die Hohlräume der Trommel gefallen, wo sie Störungen hervorrufen können. Abb. 160, S. 234, zeigt den Trommelwehr-Floßdurchlaß in der Ansicht und Abb. 162, S. 235, im Grund-

---

1) Handb. d. Ingw. III, 2. Abt., 1. Hälfte, S. 563 und III, 1. Abt., 1. Hälfte, S. 312, vgl. auch das selbsttätige Winkelschütz von Nagel u. Kaemp, Hamburg, bei welchem die Kammer auf der Seite des Unterwassers sich befindet. Zeitschr. f. Binnensch. 1905, S. 361.



Abb. 184. Trommelwehr bei Frankfurt a. M.

riß, insbesondere die dort anschließende, flach geneigte Floßrinne, welche durch einen langen Damm vom Mainfluß getrennt ist.

Abb. 185 zeigt das Wehr im Querschnitt. Bei aufgerichteter Klappe ergibt sich vor dem Wehr der normale Stauspiegel des Oberwassers, mit 1. bezeichnet. Hinter der Klappe liegt der Boden dann meistens trocken. Bei geöffneter Klappe bildet sich der durch die Strömung gewellte Wasserspiegel 2. aus.

Zur Bewegung der oberen Klappe dient der Hilfsflügel *HK*. Die Klappe richtet sich auf, wenn durch entsprechende Stellung des Hahnes 4 (Abb. 186) die Hinterkammer *HK* mit dem Unterwasser, sowie gleichzeitig die Vorkammer *VK* mit dem Oberwasser verbunden sind. Die Eintrittsöffnungen dieser Kanäle sind in Abb. 185 beide mit *E* bezeichnet. *L* sind Luftkanäle im seitlichen Pfeiler, einmal unter dem Boden der Vorkammer beginnend, um der mit dem Füllwasser etwa eingedrungenen Luft oben Austritt

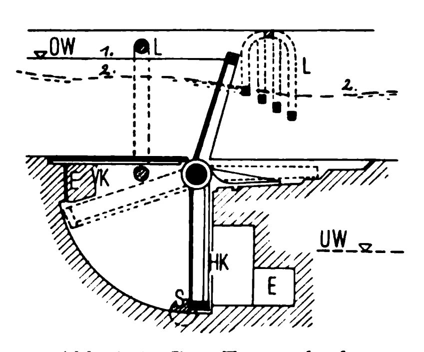


Abb. 185. Das Trommelwehr.

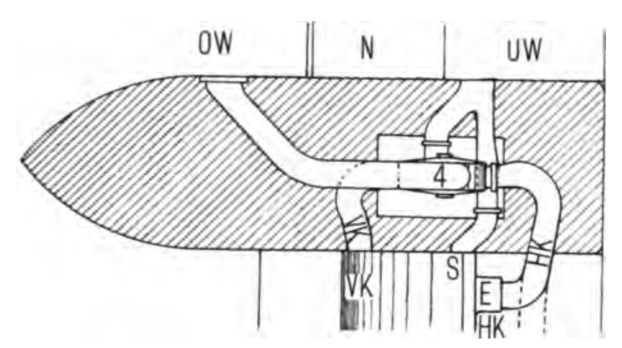


Abb. 186. Horizontalschnitt durch die Verbindungskanäle im Trommelwehrpfeiler.

zu gewähren, und ferner hinter der Wehrklappe, um Saugewirkungen abzuschwächen. Es kann nun von oben her die atmosphärische Luft hinter die Klappe treten und den Raum hinter derselben erfüllen, so daß keine Luftleere verbleibt, welche durch Saugwirkung am Überfall erzeugt werden kann, aber das Aufrichten der Klappe erschweren würde. *S* ist ein Schlammabzugsrohr, welches zeitweise durch besonderen Schieber nach dem Unterwasser hin geöffnet wird.

Der Vierweghahn oder Schieber. Abb. 186 zeigt die Lage des Vierweghahnes 4 im Grundriß; derselbe ist in eine Kammer des seitlichen Wehrpfeilers eingebaut. Die zur Vor- und Hinterkammer führenden Kanäle sind mit *VK* und *HK* bezeichnet, desgleichen jene Kammern selbst. Andere Kanäle führen zum Ober- und zum Unterwasser. *N*, Abb. 186, bedeutet das Nadelwehr.

Abb. 187 zeigt den Vierweghahn, von Mohr und Jasmund konstruiert, mit dessen Hilfe die Einstellung der Klappe geschieht. In der dunkel gezeichneten Stellung des beweglichen, kreuzschraffierten Drehschützes ist der Vorkammerkanal *VK* und damit die Vorkammer mit dem Oberwasser verbunden, daneben gleichzeitig die Hinterkammer mit dem Unterwasser. Die Wehrklappe richtet sich auf. In der gestrichelt gezeichneten Stellung des Drehschiebers ist die entgegengesetzte Verbindung erreicht, die Wehrklappe legt sich nieder; das Wehr öffnet sich. Es sind *a* und *b* Anschläge, welche die Bewegung des Drehschiebers begrenzen. *S* ist das vorn erwähnte Schlammwasser- oder Reinigungsrohr. In den Kanälen sind Schieber an-

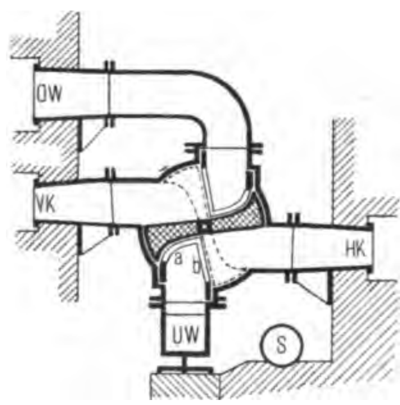


Abb. 187. Der Vierweghahn, Vertikalschnitt.

gebracht, welche eine Absperrung oder Mäßigung des Wasserzuflusses gestatten.

5. Auch **Klappenwehre**

sind mehrfach als Floßdurchlässe benutzt; vgl. z. B. den Floß- und Schiffsdurchlaß in der Spree, Abb. 158, S. 232, und die Floßschleuse am Main[1]) unweit Mainz.

D. Klappenwehre.[2])

(Über das Trommelwehr siehe S. 248—251 und über die Hebelklappe S. 232.)

In Abb. 188 sind einige Beispiele wichtigerer Klappenwehr-Konstruktionen gegeben.

1. Der Klappstau,

in Moorkanälen geringer Tiefe und bei kleinem Stau verwendet. Der sehr schlank zulaufende Schiffsschnabel drückt beim Befahren des Wehres die aus Stäben beweglich zusammengesetzte Klappe *K* nieder. Um dieses Niederpressen zu erleichtern, nimmt die Klappe schon in gehobener Stellung eine gekrümmte Lage ein; sie lehnt sich durch Auftrieb nach oben dann gegen die seitlichen Leisten *L*.

2. Die Klappe von Chanoine,

vgl. auch Abb. 156 u. 157 hier S. 230 u. 231, dient in kanalisierten Flüssen zum Verschluß des Schiffsdurchlasses dort, wo dessen größere Wassertiefe die Anwendung eines Nadelwehres erschwert. Bei Stellung 1 ist das Wehr geschlossen; bei Stellung 2 ist der Weg dem Wasser geöffnet, jedoch für größere, schwimmende Gegenstände, wie z. B. Eisschollen, noch gesperrt. Bei Eintritt des Frostes und vor größerem Hochwasser wird, wie S. 230 ausgeführt ist, aber die hintere Schrägstrebe aus ihrem Lager ausgerückt; dann gleitet sie auf einer eisernen Bahn nach hinten aus. Klappe und Stützvorrichtung gelangen erst in die Stellung 3, hernach legt sich das Ganze flach auf den Boden auf, so daß nun der Stromquerschnitt für Schiffe und treibende Gegenstände ganz frei ist. Die Hinteransicht zeigt noch jene kleine Hilfsklappe *H*, welche sich leichter mit der Hand

---

1) Rößler. Einlaßschleuse am Floßhafen bei Kostheim. Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 147 und Bl. 18 und 19.

2) 1. Roloff. Über nordamerikanisches Wasserbauwesen, Klappwehre S. 7 des Sonderabdrucks, Zeitschr. f. Bauw., Ergänzungsheft 1895. — 2. Handb. d. Ingw. III, 2. Abt., 1. Hälfte, 3. Auflage S. 561 — 3. Selbsttätiges Klappwehr von J. Greve, Lauenburg, Zeitschr. f. Binnensch. 1905, S. 362.

bedienen läßt; sie wird zum Ausgleich kleinerer Schwankungen in der Wasserführung des Flusses benutzt (vgl. Abb. 157, S. 231). Die Bedienung der großen Klappe, welche ursprünglich als selbstwirkend geplant war, erfolgt von einer niederlegbaren Bockbrücke aus mit Hilfe der in Abb. 157 nach abwärts hängenden Ketten.

3. Die selbstwirkende, hydrostatische Klappe

öffnet sich von selbst, wenn das Moment des Wasserdrucks, am oberen Arm wirkend, bei steigendem Wasserstande größer wird als

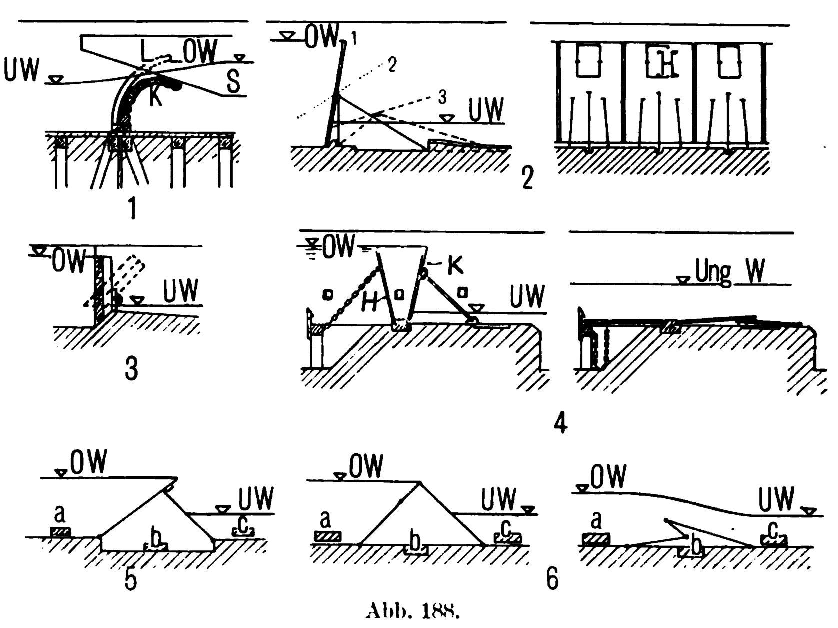


Abb. 188.
1 Der Klappstau. 2 Chanoines Klappe. 3 Die hydrostatische Klappe. 4 Thénardsche Klappe. 5 Wehr von White. 6 Das Gelenkwehr.

das unten auftretende Moment. Um nachträglich bei fallendem Wasser einen selbsttätigen Schluß zu ermöglichen, muß der Schwerpunkt der Klappe, im geöffneten Zustande derselben, stromaufwärts seitlich vom Drehpunkt liegen.

4. Thénards Klappenwehr.

Die Haupt- oder Hinterklappe *K* ist durch eine um ihr oberes Gelenk drehbare Stütze abgesteift. Vom Wehrpfeiler aus kann ihr zwecks Niederlegung mittels einer auf dem Wehrrücken entlang-

laufenden Stange, die mit Vorsprüngen (Nasen) versehen ist, das Widerlager entzogen werden, ebenso wie das bei der Stützvorrichtung von Chanoine geschieht. Die Klappe legt sich dann nieder. Das Wehr ist nun ganz offen. Diese Lage ist rechts dargestellt.

Will man die Klappe wieder aufrichten, d. h. das Wehr schließen, dann wird erst die Hilfsklappe *H* freigegeben; sie hakt aus und hebt sich mit der Strömung, von dieser getrieben. Im Schutz von *H* vermag man nun die Klappe *K* aufzurichten. Darauf füllt man den Raum zwischen *H* und *K* mit Oberwasser und läßt dann *H* sich wieder niederlegen. Ein Haken hält unten die Hilfsklappe in dieser Lage so lange fest, bis sie wieder benutzt werden soll.

5. Das Wehr von White

besitzt nicht vor, sondern hinter der Hauptklappe eine Hilfsklappe. Bei Füllung des unter den beiden Klappen befindlichen Raumes von *a* aus mit Druckwasser heben sich beide Klappen. Das Wehr ist geschlossen. Hingegen bedingt ein Abschluß von *a* bei gleichzeitiger Verbindung der Kammer mit dem Unterwasser durch *b* und *c* ein Niederlegen der Klappen. Eine an der vorderen Klappe hinten angebrachte Leiste dient zur Hubbegrenzung.

6. Das Gelenkwehr[1])

vermeidet den bei vorstehend beschriebenem Wehr bestehenden Mangel eines großen Bewegungswiderstandes, veranlaßt durch die gleitende Bewegung der Klappen aufeinander. Es tritt die Gelenkreibung, deren Moment verschwindend klein ist, an die Stelle der gleitenden Reibung. Die Bedienung ist dieselbe wie bei Wehr 5. Bei Verbindung der Kammer mit dem Unterwasser knickt die vordere Dreigelenktafel so zusammen, wie das rechts dargestellt ist.

7. Das selbsttätige Auftriebwehr von Doell[2]),

besteht aus einer Klappe als Verschlußvorrichtung. Diese Klappe besitzt unten eine horizontale Achse; sie richtet sich etwa um 45° auf. Das Oberwasser ist bestrebt, dieselbe abwärts zu drücken. Ein mit der Klappe fest verbundener Schwimmkörper in Form eines halben Zylinders wirkt dem Abtrieb entgegen. Durch einen Wechsel

---

1) Die Parkerklappe; Eng. News 1895, Bd. 33, S. 84.

2) Das selbsttätige Auftriebwehr von Doell. Verlag der Lothringer Zeitung, Metz. M. 1,—.

des Wasserstandes der Kammerfüllung werden für Schwimmer und Klappe verschiedene Lagen erreicht.

Die Verwendung fast aller Klappenwehre[1]) wird durch die Gefahr der Versandung beschränkt.

E. Das Walzenwehr von Carstanjen.[2])

Eine Seitenabzweigung des Maines bei **Schweinfurth** ist durch ein Wehr von neuerer Bauweise abgeschlossen, das von der Brückenbauanstalt Gustavsburg erbaut ist. Ein Hohlkörper von Zylinderform (vgl. Abb. 189) wird auf beiden Seiten durch Zahnrad Z und Zahnstange St geführt, so daß er nicht eckt. Ein durch das Windewerk am Seile S ausgeübter Zug bewirkt das Heben des Zylinders und das Öffnen des Wehres. Das Schließen erfolgt von selbst durch das Gewicht der Walze, sobald nur das Seil S sich oben abwickelt und zu dem Zweck frei gelassen wird. Um aber bei E einen festen Schluß erreichen zu können, ist noch ein zweites, oberes Seil S' angebracht, mit welchem die Walze zuletzt noch kräftig nach

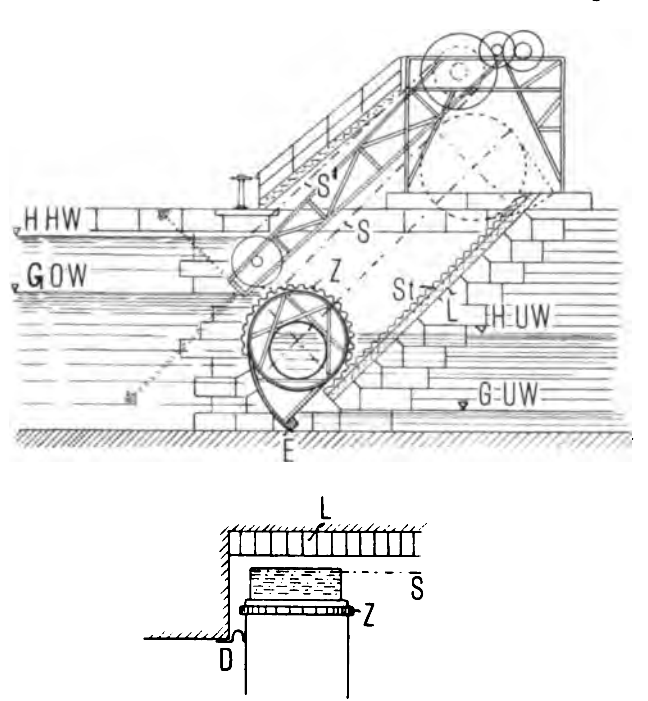


Abb. 189. Das Walzenwehr bei Schweinfurt.

1) Siehe auch das Klappenwehr mit Schwimmern und Ballastkasten von L. Debarle, Paris. Zeitschr. f. Binnenschiff. 1905, S. 363.

2) I. Abteilung: Zehnte Mitteilung des internationalen Schiffahrtskongresses in Düsseldorf 1902: weiter die Mitteilung, erstattet zum internationalen Schiffahrtskongreß zu Mailand 1905, über neun ausgeführte Walzenwehranlagen, mit Abbildungen.

unten gezogen wird. Eine Treppe *L* führt zum Unterwasser hinab. Die Dichtung *D* erfolgt durch einen Lederstreifen. Bei höherem Unterwasser würde der ganze Auftrieb des Hohlkörpers zu groß ausfallen. In die Walze ist daher ein Zylinder eingebaut, welcher sich vom Unterwasser aus mit Wasser füllt.

Die Bedienung des Wehres ist besonders leicht, da der Wasserdruck bei Bewegung der Walze eine positive, wiewohl nur geringe Arbeit verrichtet, also das Öffnen des Wehres etwas erleichtert. Der jeweilige Berührungspunkt an der Zahnstange, d. h. der zeitliche Drehpunkt der Walze ist in seinem Mittelwert angenähert Krümmungsmittelpunkt der bogenförmigen, den Abschluß bildenden Wehrwand. Es ist durch die Windevorrichtung nur ein Teil des nach Abzug eines Auftriebes verbleibenden Gewichtes des beweglichen Wehrkörpers zu heben. Auch bei Eisbildung soll sich das Wehr verhältnismäßig leicht öffnen lassen. In der Abbildung sind die gewöhnlichen und höheren Ober- wie Unterwasserstände angegeben. Das höchste Unterwasser fehlt in der Darstellung.

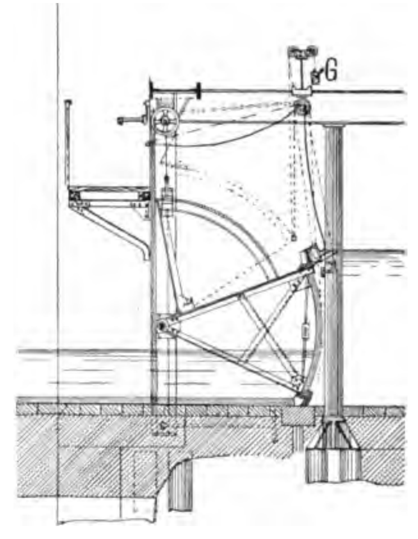


Abb. 190. Segmentwehr am alten Schloß in Berlin.

F. Segmentwehre.[1])

Das Bestreben, die Bewegungswiderstände der Verschlußvorrichtung herabzumindern, veranlaßte die Ausbildung kreisbogenförmiger Verschlußwände, deren stützende Speichen oder Arme die Resultierende des Wasserdrucks auf Drehzapfen übertragen. Es verbleibt dann nur Zapfenreibung zu überwinden, deren Moment klein ist. Dies setzt allerdings voraus, daß durch Gegengewichte *G* die Schwere des beweglichen Wehrkörpers ausgeglichen ist.

Abb. 190 zeigt ein derartiges Wehr an der Spree in Berlin. Eine ähnlich wirkende Konstruktion ist am Dortmund-Ems-Kanal als Sicherheitstor verwendet; vgl. Abb. 266, S. 273, Band I.

1) Wehr am alten Schloß in Berlin. Zeitschr. f. Bauw. 1896, S. 46 und Bl. 10—13 und Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 386. — Segmentwehr aus Holz. Ann. d. trav. publ. 1896, S. 984 und Eng. News 1895, Bd. 33, S. 98.

IV. Berechnung der bewegten Wassermenge und des Wehrkörpers.

A. Die das Wehr überströmende, sekundliche Wassermenge.

1. Das Überfallwehr — déversoir, waste-weir.

Wehrkrone C liegt höher als das Unterwasser U.

Gegeben: b die Breite der Öffnung, h die Strahlhöhe, d. h. Höhenlage des Oberwasserspiegels O über der Wehrkrone C; vgl. Abb. 191.

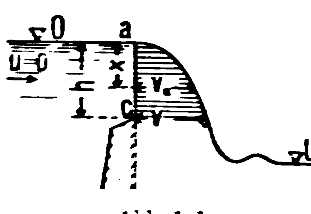


Abb. 191.
Vollkommener Überfall $u = 0$.

Annahme a: Die Geschwindigkeit u des zuströmenden Wassers sei zu vernachlässigen; d. h. es ist $u = 0$ zu setzen (vgl. Abb. 191). Das Wasser durchströmt die Öffnung dann am Spiegel bei a mit der Geschwindigkeit 0, in x Meter Tiefe mit der Geschwindigkeit $V_x = \sqrt{2gx}$ und über der Wehrkrone mit $v = \sqrt{2gh}$.

In Wirklichkeit tritt bei a eine Spiegelsenkung ein, auch ist da die Geschwindigkeit dann nicht Null. Das sei hier aber zwecks Vereinfachung der theoretischen Betrachtungen vernachlässigt. Die austretende Wassermenge ist durch die in Abb. 191 schraffierte Parabelfläche $F = \frac{2}{3} h v$ gegeben, multipliziert mit der Wehrbreite b.

Es ist $q = \frac{2}{3} b h v$, wenn keine Verluste statthätten.

$$v = \sqrt{2gh}$$

$$q = \frac{2}{3} b h \sqrt{2gh}.$$ Wegen eintretender Verluste vermindert sich der Wert aber auf:

$$q = \frac{2}{3} \mu b h \sqrt{2gh}$$
$$= \frac{2}{3} \mu b \sqrt{2g}\, h^{3/2}.$$

Frese[1] gibt als Kleinstwert von μ an: $\mu_0 = 0.513$.

Der Mittelwert von μ beträgt 0.7; es steigt μ bei sehr großer Wehrbreite und sanft gegen das Wehr sich anhebender oder bei gerader Sohle fast auf 1.

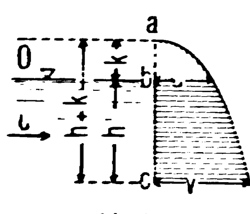


Abb. 192.
Vollkommener Überfall $u > 0$.

Annahme b: Das Wasser ströme dem Wehr mit der Geschwindigkeit u zu; vgl. Abb. 192. Es verhält sich dann so,

1 Vgl. Bazin und Frese über die Größe von μ, hier S. 37—38.

wie wenn es bei b schon eine Druckstufe $k = \frac{u^2}{2g}$ durcheilt und dadurch die Geschwindigkeit $u = \sqrt{2gk}$ erreicht hätte. Und unterhalb b ist die Geschwindigkeit in der Öffnung überall so, wie wenn die Druckhöhe $h_x + k$ betrüge. In Wirklichkeit kommt bei Berechnung der Wassermenge freilich nur der horizontal schraffierte Teil der Parabelfläche in Frage, da nur zwischen den Grenzen b und c Wasser austritt. Bei der Berechnung des Flächenteiles erfolgt also die Integration zwischen den Grenzen $ac = h + k$ und $ab = k$. Es ist also: $q = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\,[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}]$.

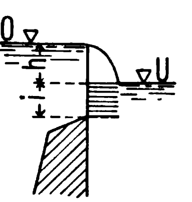


Abb. 193. Unvollkommener Überfall am Grundwehr.

2. Das Grundwehr
(déversoir incomplet, incomplete overfall).

a) $u = 0$ gesetzt.

Zu der Wassermenge des freien Überfalles $q' = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\,h^{\frac{3}{2}}$ setzt sich hier noch die in Abb. 193 horizontal schraffierte Wassermenge, unter Höhe des Unterwasserspiegels austretend, q'' hinzu; $q'' = \mu b i v$. Die Geschwindigkeit dieser Wasserfäden beträgt, dem dort vorhandenen, konstanten Überdruck h entsprechend, $v = \sqrt{2gh}$. Es wird also

$$q = q' + q'' = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\,h^{\frac{3}{2}} + \mu b i\sqrt{2gh}.$$

Annahme b); es sei die Zuflußgeschwindigkeit $u > 0$, und zwar, wie vorn, wieder $k = \frac{u^2}{2g}$ gesetzt; dann folgt:

$$q = \frac{2}{3}\mu b\sqrt{2g}\,[(h+k)^{\frac{3}{2}} - k^{\frac{3}{2}}] + \mu b i\sqrt{2g\,(h+k)}.$$

B. Die Stauweite (amplitude du remous, amplitude of swell) und die flußaufwärts abnehmende Stauhöhe.

Staukurve und Senkungskurve, im Gegensatz zu dem zwischen beiden liegenden Sonderfall gleichförmiger Wassergeschwindigkeit, finden sich zusammenhängend zu Anfang des Abschnitt C erörtert.

Die Stauhöhe (hauteur du remous, height of swell), d. h. der Höhenunterschied am Wehr zwischen dem gestauten Oberwasser und dem Unterwasser, sei in der Folge mit s bezeichnet und das ursprüngliche Gefälle des Flusses, welches im vorliegenden Fall zugleich auch das Sohlengefälle sein soll, mit $\frac{h}{l}$.

1. Der horizontale Stauspiegel eines Stauweihers (retenue du bassin, raising).

Das Wasser sei so hoch gestaut und der Zufluß so gering, daß gleichsam ein Teich entsteht. Aus der horizontalen Lage der Oberfläche desselben ergibt sich die Beziehung:

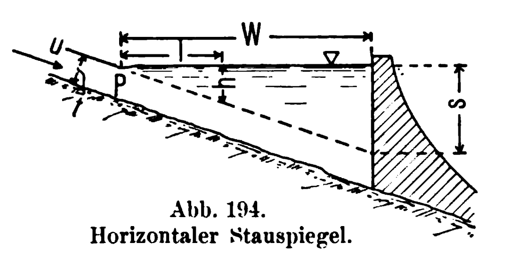


Abb. 194.
Horizontaler Stauspiegel.

$$\frac{W}{s} = \frac{l}{h}$$

$$W = \frac{l}{h} s.$$

Bei P bildet sich oft ein Wassersprung.[1]) Das fließende Wasser tritt dort in das ruhende über; es wird dabei plötzlich verzögert, da das Stauwasser einen höheren Spiegel besitzt. Der Übertritt in den höheren Druck erfolgt dann plötzlich bei gleichzeitig unstetiger Abnahme der Wassergeschwindigkeit. Diese Druckstufe, d. h. dieser Wassersprung, bildet sich aus, wenn die Zuflußgeschwindigkeit v hinreichend groß und die Wassertiefe t vor dem Ort des Stauvorganges hinreichend klein ist, wie meine Abhandlung das näher nachweist. Bei hinreichend großen Werten t und hinreichend kleinen Werten v verschwindet der Wassersprung. An die Stelle des unstetigen Überganges tritt dann die asymptotische Annäherung der Staukurve.

2. Die Staukurve.[2])

Entgegen Fall 1 sei hier der **Zufluß** so bedeutend, daß auch der gestaute Wasserspiegel noch ein merkliches Gefälle besitzt. Es gilt nun, die Höhenlage eines oberen Punktes P zu bestimmen, wenn die Höhenlage des Punktes O des Wasserspiegels am Wehr gegeben ist.

Das zu ermittelnde, absolute Gefälle des gestauten Wasserspiegels auf Strecke $PO = l'$ sei mit h' bezeichnet. Vgl. Abb. 195.

Gegeben: q, die fließende Wassermenge; F, die Fläche des mittleren Flußprofiles der vorliegenden, bekannten Strecke, und U,

---

1) Vgl. meine Abhandlung: Über ungleichförmige Wasserbewegung; Zeitschrift d. Archit.- u. Ing.-V., Hannover 1894, S. 582—608.

2) Danckwerts, Tabelle zur Berechnung der Stauweiten in offenen Wasserläufen; Zeitschr. d. Archit.- u. Ingw., Hannover 1903, S. 257 u. Bl. 9.

der benetzte Umfang dieses mittleren Profils. Man findet v', die mittlere Geschwindigkeit auf dieser Strecke:

$v' = c\sqrt{\frac{h'}{l'} \cdot \frac{F}{U}}$ und weiter $v' = \frac{q}{F}$. Hieraus folgt $h' = \frac{q^2 U}{F^3 c^2} \cdot l'$.

Darin ist c von $\frac{F}{U}$ abhängig, vgl. S. 42 und 54. Die zeichnerische Darstellung des berechneten Wertes h' und des Wasserspiegels PO läßt nunmehr erkennen, ob die Wassertiefe t und damit F wie U richtig geschätzt waren, anderenfalls wiederholt man die Berechnung mit den nun aus der Auftragung zu entnehmenden neuen Werten F und U. So findet man durch die Annäherungsmethode den hinreichend genauen Wert h'.

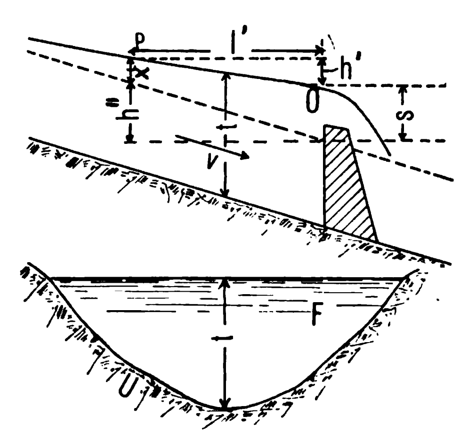


Abb. 195. Die Staukurve.

In gleicher Weise verfährt man für die nächstfolgende Strecke oberhalb P.

Der Stau x bei P findet sich sodann aus der Gleichung:

$$h'' + x = s + h'$$

$$x = s + h' - h''$$

$h'' = \frac{h}{l} \cdot l'$; $\frac{h}{l}$ ist das gegebene Spiegelgefälle des ungestauten Flusses.

$$x = s + h' - \frac{h}{l} l'.$$

Beispiel. Ein Fluß, dessen Verhältnisse bekannt und dessen Längen- und Querprofile durch Zeichnung gegeben sind, zeigt im ungestauten Zustande das Gefälle $\frac{h}{l} = \frac{1}{750}$. Derselbe führt bei Mittelwasser $q = 90$ cbm/Sek. und erfährt am Wehr einen Anstau $s = 1$ m. Die Staukurve ist zu ermitteln.

In das Längenprofil wird der Beginn der Staukurve schätzungsweise eingetragen; sie ist am Wehr fast horizontal und ihre Höhenlage durch den Stau s gegeben. Aus dieser nur angenähert richtigen Darstellung wird die Wassertiefe in der Mitte der ersten Teilstrecke des Flusses entnommen. Die Länge der letzteren sei hier zu $l' = 150$ m gewählt. Aus dem Längenprofil wird die mittlere Tiefe dieser

Teilstrecke des gestauten Flusses in das Querprofil desselben übertragen und aus der Zeichnung so die mittlere Querschnittsfläche F und der mittlere Wert U dieser Teilstrecke entnommen. Es sei so $F = 100$ qm und $U = 40$ m gefunden, vgl. Abb. 195. Alsdann ergibt sich nach S. 259

$h' = \frac{q^2 U}{F^3 c^2} l'$ und da hier $\frac{F}{U} = \frac{100}{40} = 2^1/_2$ m und für Flüsse mit etwas Geschiebe der Beiwert $c = 42$ zu setzen ist:

$$h' = \frac{90 \cdot 90 \cdot 40}{100 \cdot 100 \cdot 100 \cdot 42 \cdot 42} \cdot 150 = 0{,}027 \text{ m.}$$

Während sich der Flußspiegel im ungestauten Zustande auf dieser Strecke um $\frac{150}{750} = 0{,}2$ m hebt, steigt er jetzt gegen die Horizontale nur um 0,027 m an. Der Stau wird nach oben hin also kleiner; er beträgt am Ende unserer Teilstrecke nur noch:

$$x = s + h' - \frac{h}{l} l'$$
$$x = 1 + 0{,}027 - \frac{1}{750} \cdot 150$$
$$x = 1 + 0{,}027 - 0{,}2 = 0{,}827 \text{ m.}$$

Für den nächsten Abschnitt beginnt der Stau nun mit 0,827 m; er wird nach oben hin langsamer abnehmen, da das Gefälle des gestauten Flußspiegels mit stromauf abnehmender Wassertiefe nach oben hin zunimmt. In der weiteren Rechnung wiederholt sich das Verfahren. Abermals ist aus dem Querprofil dieser Teilstrecke nach Eintragung der geschätzten Höhenlage des Stauspiegels das F und U am mittleren Profil dieser zweiten Strecke zu bestimmen. Der Wert c ist bei kleinerem Verhältnis $\frac{F}{U}$ nun etwas geringer zu wählen als vorhin; vgl. S. 42 und 54.

Zu genauen Ergebnissen gelangt man durch eine Wiederholung dieses Verfahrens für die nämliche Strecke, wenn man den zuerst gefundenen Wert h' dann als Annäherungswert benutzt, um die Werte F und U des mittleren Profils der fraglichen Strecke genauer zu bestimmen, als durch die erste Schätzung möglich war.

Einwirkung der Verzögerung des Wassers beim Stau.

Bei Eintritt der Verzögerung wird ein Teil der lebendigen Kraft auf Überwindung der Reibungswiderstände fließender Bewegung verwendet, ein anderer Teil geht der äußeren Bewegung durch Bildung von Wirbeln verloren. Bisher ist hier so gerechnet, als würde die

dem Wasser infolge seiner Anfangsgeschwindigkeit innewohnende, lebendige Kraft durch Stoßverluste und Wirbel ganz verbraucht.

In Wirklichkeit ist das aber nicht der Fall; sondern ein Teil der lebendigen Kraft erzeugt eine Druckhöhe $\triangle h$, welche als Gewinn an Druckhöhe erscheint, so daß der Druckhöhenverlust h' um diesen Betrag $\triangle h$ kleiner wird.

Also:

$$h' = \frac{q^2\, U}{F^3 \cdot c^2} \cdot l' - \triangle h;$$

hierin ist

$$\triangle h < \frac{v_{\prime}^2 - v_{\prime\prime}^2}{2\,g}, \text{ z. B. bei } v_{\prime} = 2 \text{ m}$$

$$v_{\prime\prime} = 1 \text{ m}$$

$$\triangle h < \frac{2^2 - 1^2}{2 \cdot 9{,}81} \text{ m}$$

$$\triangle h < 0{,}15 \text{ m.}$$

C. Die Senkungskurve.

Im Zustande gleichförmiger Geschwindigkeit fließender Bewegung des Wassers ist in einem regelmäßig gestalteten Wasserlauf von gleichbleibendem Profil das Spiegelgefälle gleich dem Sohlengefälle.

Beispiel: Wie vorstehend sei $F = 100$ qm, $U = 40$ m, $c = 42$ und das Sohlengefälle zu $1:750$ angenommen. Alsdann ist dort auch das Spiegelgefälle $\frac{h}{l} = \frac{1}{750}$; mithin wird

$$v = c\sqrt{\frac{F}{U} \cdot \frac{h}{l}} = 42\sqrt{\frac{100}{40} \cdot \frac{1}{750}} = 2{,}43 \text{ m}$$

und

$$q = v \cdot F = 2{,}43 \text{ m} \cdot 100 \text{ qm} = 243 \text{ cbm.}$$

Staut man nun durch den Schluß eines Wehres das Wasser stromabwärts auf, so daß weniger Wasser, hier also weniger als $q = 243$ cbm/Sek., zum Abfluß gelangt, dann wird die Wassergeschwindigkeit in diesem Profil (von den oben gegebenen Abmessungen) momentan kleiner. Mithin wird auch das Gefällsbedürfnis kleiner als $1:750$; d. h. hier also auch kleiner als das Sohlengefälle, so daß Spiegel und Sohle stromauf konvergieren und stromab

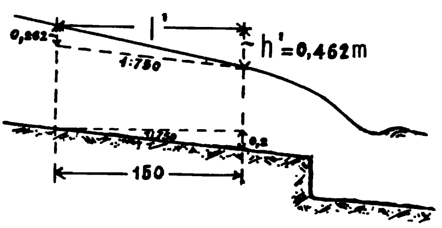


Abb. 195a. Die Senkungskurve.

divergieren. Allgemein entsteht eine Staukurve allemal dort, wo der Stromquerschnitt F stromabwärts zunimmt. Bei konstanter Breite ist das der Fall, wenn das Spiegelgefälle kleiner ist als das Sohlengefälle.

Umgekehrt entsteht eine Senkungskurve, wenn das Spiegelgefälle im Wasserlauf gleichbleibender Breite größer ist als das Sohlengefälle, so daß Spiegel und Sohle stromab konvergieren (vgl. Abb. 195 a) und die Wassertiefen nach unten hin abnehmen oder allgemein, wenn die Querschnittsfläche F stromab geringer wird.

Ein Spiegelgefälle gleich dem Sohlengefälle genügt dann nicht zur Abführung der Wassermenge; diese ist in solchem Fall größer als $q = c\sqrt{\frac{F}{U} \cdot \frac{h}{l}} \cdot F$, in welcher Formel $\frac{h}{l}$ ein Spiegelgefälle gleich dem Sohlengefälle bedeutet.

Wegen Abnahme der Querschnittsflächen F wachsen bei der Senkungskurve stromab die Werte v, da vorausgesetzt ist, daß die fließende Wassermenge an allen Punkten der zu untersuchenden Flußstrecke beständig dieselbe bleibe. Die zur Erzeugung wachsender Werte v benötigte Beschleunigung wird durch die Verstärkung des Spiegelgefälles gegenüber demjenigen Sohlengefälle $\frac{h}{l}$ bewirkt, welches zur Erhaltung einer gleichförmigen Wasserbewegung genügt. Bei der Senkungskurve setzt sich daher der Verbrauch an absolutem Gefälle aus einem Wert zur Überwindung der Reibung und einem solchen zur Erzeugung der Beschleunigung zusammen. Es ist

$$h' = \frac{q^2 U}{F^3 c^2} l' + \triangle h, \text{ oder da } q = vF$$

$$\text{und} \quad \triangle h = \frac{v_{\prime\prime}^2 - v_{\prime}^2}{2g}$$

$$h' = \frac{v^2 U}{F \cdot c^2} l' + \frac{v_{\prime\prime}^2 - v_{\prime}^2}{2g}.$$

Hierin bedeutet v die mittlere Wassergeschwindigkeit auf der Strecke l'; $v_{\prime}$ die Wassergeschwindigkeit am Anfangspunkt und $v_{\prime\prime}$ diejenige am Endpunkt derselben.

Beispiel: Es sei, wie im vorstehenden Beispiel, wieder $F = 100$ qm, $U = 40$ m, $c = 42$, aber v sehr groß, und zwar $v = 3{,}0$ m/Sek. gegeben; ferner sei $v_{\prime} = 2{,}8$ und $v_{\prime\prime} = 3{,}3$ m/Sek. geschätzt. Alsdann wird:

$$h' = \frac{3{,}0 \cdot 3{,}0 \cdot 40}{100 \cdot 42 \cdot 42} \cdot 150 + \frac{3{,}3 \cdot 3{,}3 - 2{,}8 \cdot 2{,}8}{2 \cdot 9{,}81}$$

$$h' = 0{,}306 \text{ m} + 0{,}156 \text{ m}$$

$$h' = 0{,}462 \text{ m}.$$

Der Wasserspiegel liegt am Endpunkt der Strecke um 0,462 m tiefer als am Anfangspunkt, während die Sohle sich nur um etwa $\frac{1}{750} \cdot l' = \frac{1}{750} \cdot 150 = 0{,}2$ m bis dahin senkt, so daß Spiegel und Sohle stromab auf dieser Strecke um den Betrag $0{,}462 - 0{,}2 = 0{,}262$ m konvergieren und daß die Wassertiefe am Endpunkt der Strecke um 0,262 m kleiner ist als am Anfangspunkt derselben.

Eine Schätzung der Werte $v_{,}$ und $v_{,,}$ ist zunächst vorzunehmen. Man trägt in das Längenprofil, von gegebenen, festen Punkten ausgehend, schätzungsweise die Senkungskurve ein und überträgt die so erhaltene Spiegelhöhe auf die Querprofile zu Anfang, in der Mittte und am Ende der Teilstrecke von der Länge l'. So findet man aus der Zeichnung die verschiedenen Werte F und unter Benutzung der Beziehung $v = \frac{q}{F}$ die verschiedenen Werte v, und zwar $v_{,}$ zu Anfang, v für die Mitte und $v_{,,}$ für den Endpunkt der Strecke.

Nach Vollendung der ersten rechnerischen Ermittelung des Wertes h', des absoluten Gefälles der Senkungskurve auf Teilstrecke l', unter Benutzung der oben gegebenen Formel, trägt man den gefundenen Wert in die Zeichnung des Längenprofiles ein und findet so die erste berechnete Annäherungsform der Senkungskurve. Die genauere Gestalt ergibt sich durch Wiederholung des ganzen Verfahrens.

Dieses umständliche Annäherungsverfahren läßt sich vermeiden, wenn ein Profil von geometrischer Gestalt vorliegt. Alsdann läßt sich die Variation v als Funktion von h' geben, wodurch eine unmittelbare Lösung[1]) gewonnen wird.

D. Die Berechnung des Wehrkörpers.

F o r d e r u n g 1: Der Wehraufbau ist so stark zu machen, daß er bei Entstehung einer Fuge c—d in beliebiger Höhenlage den auftretenden Kräften noch mit zweifacher Sicherheit Widerstand leistet; d. h. es darf ein Kippen oder eine Zerstörung erst eintreten, wenn der seitliche Wasser-

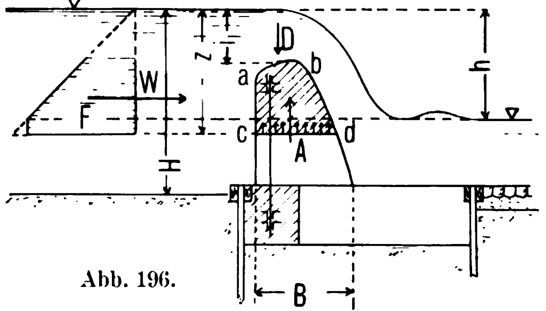


Abb. 196.

1) Tolkmitt. Grundlagen der Wasserbaukunst. Die Senkungskurve S. 121.

druck, dessen einfacher Betrag $W = 1000\ F$ kg auf 1 lfd. m Wehrkörper durch die Fläche F des horizontal schraffierten Trapezes gegeben ist, den Betrag $2\ W$ erreichen würde. Alsdann muß die Kantenpressung kleiner ausfallen als die Bruchfestigkeit des Materials, z. B. kleiner als 50 kg/qcm bei Ziegelmauerwerk, oder kleiner als 80 bei Klinkern in Zement oder kleiner als 120 kg/qcm bei Beton.

Von unten wirkt dabei auf den Wehrteil $abcd$ ein Wasserdruck oder Auftrieb A; z. B. bei $c\ d = 2$ m und $h = 3$ m wird

$$A = 1000 \cdot 3 \cdot 2 = 6000 \text{ kg}$$

auf 1 lfd. m Wehrbau. Abwärts wirkt oben der Wasserdruck D, welcher der Breite der Wehrkrone $a - b$ und der Wassersäulenhöhe i entspricht. Also für $a\ b = 1{,}5$ m und $i = 0{,}8$ m wird

$$D = 1000 \cdot 0{,}8 \cdot 1{,}5 \text{ kg}$$

auf 1 lfd. m Wehrbau. Die horizontale Seitenkraft des Wasserdruckes gegen die schräge Fläche $a\ b$ ist schon durch die Trapezfläche F mit berücksichtigt, so daß für D nur die Vertikalkraft in Frage kommt. Abwärts wirkt ferner das Gewicht des Mauerkörpers $a\ b\ c\ d$; dabei ist bis Unterwasserspiegel das volle Mauergewicht, etwa $\gamma = 2400$ kg/cbm, der Berechnung zugrunde zu legen und für das Mauerwerk unter Unterwasser $\gamma' = 2400 - 1000 = 1400$ kg/cbm.

F o r d e r u n g 2: Es darf bei Vorhandensein der Fuge $c - d$ erst bei Annahme eines seitlichen Wasserdruckes $= 1\frac{1}{4}\ W$ ein Gleiten des Wehrkörpers $a\ b\ c\ d$ auf der Unterlage eintreten. Die Resultierende darf bei $1\frac{1}{4}\ W$ Seitendruck mit der Normalen zu den Lagerfugen nur höchstens einen Winkel $\varphi = 27^0$ oder tang $\varphi = \frac{1}{2}$ bilden. Die Sicherheit gegen Gleiten ist dann im ungünstigsten Fall eine $1^1/_4$fache oder unter gewöhnlichen Verhältnissen, bei dem Fehlen der Fuge $c\ d$, weit größer.

F o r d e r u n g 3: Die Fuge $c\ d$ soll sich, von Stoßwirkungen abgesehen, überhaupt nicht bilden wollen. Das wird erreicht, wenn unter Annahme der vorn bezeichneten Kräfte, und zwar des einfachen Wertes $W = 1000\ F$, aber unter Fortlassung des Auftriebes A aus der Rechnung, die resultierende Drucklinie durch die Grenze des mittleren Drittels geht oder im mittleren Drittel bleibt.

F o r d e r u n g 4: Die berechneten Abmessungen sind mit den üblichen Stärken der bei ähnlichen Flußverhältnissen ausgeführten Wehre zu vergleichen, um festzustellen, ob dieselben auch allen Anforderungen genügen. Das Wehr ist bei Hochwasser oder Eisgang auch Stoßwirkungen ausgesetzt und in seinen Abmessungen gegenüber den wie oben berechneten Werten vielleicht zu verstärken.

Um Stoßwirkungen zu verringern, ist die Krone abzuschrägen. Schwimmende Körper treffen dann nicht mit hartem Stoß die Vorderkante; sie gleiten nur an der schrägen Fläche aufwärts.

Eiseneinlagen, zur Verbindung des oberen Wehrkörpers mit dem Fundament, sind von Nutzen und auch in Bezug auf die Kosten oft von Vorteil. Das Gewicht des angehängten, unten schraffierten Fundamentteiles ist mit $\gamma = 1000$ kg/cbm in Anrechnung zu bringen. Für Untersuchungen, bei welchen mit 2 W statt mit W gerechnet ist, kann als zulässige Eisenspannung 2000 kg/qcm in Anrechnung gebracht werden; erreicht wird dieselbe dann ja unter gewöhnlichen Verhältnissen nicht.

Für die erste Aufzeichnung des Wehres sei $B = 0{,}55\ H$ gewählt.

E. Die Stärke der Schütztafel.

Gegeben sei für den zu berechnenden Teil der Schütztafel die Druckhöhe s, d. h. die Tiefenlage unter dem Spiegel des Oberwassers oder für Teile der Schütztafel unter dem Unterwasser der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser, ferner die Öffnungs- oder Spannweite l der Tafel und die Holzstärke h derselben. Hier ist als Bezeichnung der Schützstärke der Buchstabe h gewählt, weil in der Formel $\frac{b h^2}{6}$ für das Widerstandsmoment von Balken die Balkenstärke (Balkenhöhe) h benannt wird. Der Wasserdruck wirkt aber horizontal, so daß hier h die Horizontalabmessung des Holzes bedeutet.

Gesucht die Biegungsbeanspruchung S oder, wenn S gegeben ist, die Holzstärke h. Der Wasserdruck auf einen Streifen der Schütztafel von b Meter Vertikalabmessung und von der Länge l beträgt:

$$P = 1000\, s\, b\, l \text{ kg } (s,\ b \text{ und } l \text{ in Metern ausgedrückt}).$$

Das Angriffsmoment ist:

$$M = \frac{P l}{8} \text{ cm kg } (P \text{ in kg und } l \text{ in cm ausgedrückt}).$$

Das widerstehende Moment ist:

$$M' = \frac{b h^2}{6} S \text{ cm kg } (b \text{ und } h \text{ in cm, } S \text{ in kg/qcm ausgedrückt}).$$

Beide Momente sind einander gleich; mithin:

$$\frac{b \cdot h^2}{6} \cdot S = \frac{P l}{8}$$

$$S = \frac{6}{8} \frac{P l}{b h^2} \text{ kg/qcm } (P \text{ in kg, } l,\ b \text{ und } h \text{ in cm auszudrücken}).$$

Einfacher gestaltet sich die Rechnung, wenn man s und l in m angibt, h aber in cm beläßt. Es ergeben sich dann kleine Zahlenwerte.

Statt l und b sind in obige Formel dann 100 l und 100 b zu schreiben.

$S = \frac{6}{8} \frac{P \cdot 100\, l}{100\, b \cdot h^2}$. Für P den vorn ermittelten Ausdruck gesetzt gibt:

$$S = \frac{6}{8} \frac{1000\, s \cdot b \cdot l \cdot 100\, l}{100\, b \cdot h^2}$$

$S = \frac{750\, s \cdot l^2}{h^2}$ kg/qcm (hier sind s und l in m und h in cm auszudrücken)

oder: $h = l \sqrt{\frac{750\, s}{S}}$ cm (S in kg/qcm, s und l in m)

oder für $S = 60$ kg/qcm

$h = l \sqrt{12{,}5\, s}$ cm (s und l in m).

Beispiel: $s = 1{,}5$ m und $l = 2$ m

$h = 2 \sqrt{12{,}5 \cdot 1{,}5} = 2 \sqrt{18{,}75}$

$h = 8{,}66$ cm.

Wie vorn erwähnt, wählt man etwa $S = 60$ kg qcm, wenn der Bruch einer Schütztafel erheblichen Schaden veranlaßt, sonst 80 bis 120 kg/qcm, da das Schütz dann leichter und handlicher wird.

F. Berechnung der Nadeln und Böcke eines Nadelwehres.

1. Die Nadeln.

In Abb. 197 ist die Wassertiefe bei dem höchsten möglichen Oberwasser, bis Oberkante-Nadeln reichend, vor dem Wehr $t = 3$ m. Hinter dem Wehr habe sich die kleinste, gleichzeitig mögliche Unterwassertiefe $t' = 1$ m eingestellt; beides bis über Wehrkrone gemessen. Die Stauhöhe beträgt mithin $s = t - t' = 2$ m.

Der Wasserdruck ist in der Abbildung durch das Trapez $\alpha\, \beta\, \gamma\, \delta$ gegeben, welches zur Ermittelung des Maximalmomentes in Lamellen zerlegt ist. Eine Teilung geht durch das obere Auflager A, d. h. durch die Querschiene, gegen welche sich die Nadeln lehnen. Ferner wählt man zweckmäßig dort, wo man das Meistmoment erwartet, eine engere Lamellenteilung. Die Teilung erfolge in den Tiefen 0,5, 1,5 und 2,0 m unter Oberwasser. Die Lamellenbreiten, in Richtung der schrägen Nadelstellung gemessen, ergeben sich aus

diesen Wassertiefen durch Multiplikation mit 1,01. Es berechnen sich daher die Teilwerte des Wasserdrucks für 1 m Länge der Nadelwand, normal zur Bildebene verstanden, zu:

$W_1 = 126$ kg; $W_2 = 1010$ kg; $W_3 = 884$ kg und $W_4 = 2020$ kg

und dies zwar z. B. für W_3 aus der Größe der Trapezfläche

$$f_3 = 1{,}01 \cdot 0{,}5 \cdot \frac{1{,}5 + 2{,}0}{2} = 0{,}884 \text{ qm und } W_3 = 1000\, f_3 = 1000 \cdot 0{,}884 = 884 \text{ kg.}$$

Nach Auftragung des Kräfteecks K der Abbildung unter Benutzung der Teilwerte W und unter Benutzung eines Horizontal-

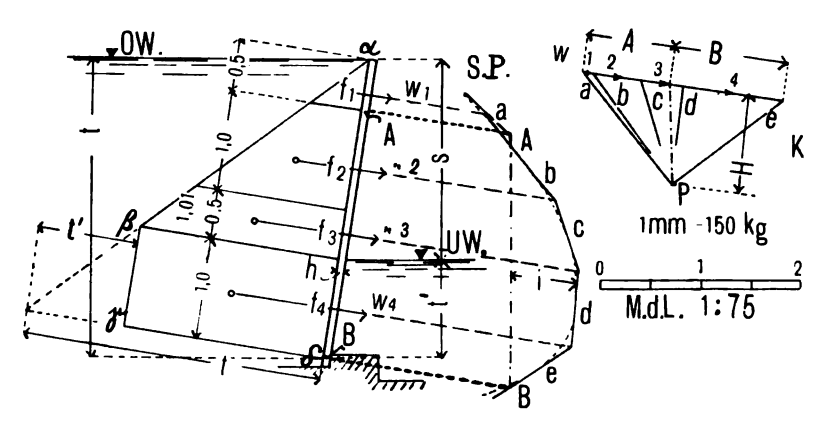


Abb. 197. Berechnung der Nadeln.
(Die Zahlen 1 u. 2 am M. d. L. bedeuten Meter.)

schubes der beliebigen Größe H wird das Seilpolygon SP konstruiert, welches die Momentenlinie eines zweifach gestützten Balkens mit einem bei A überstehenden Ende bietet. Bei Teilung der ganzen Trapezfläche in unendlich viele Lamellen würde man die punktiert eingetragene, kontinuierlich gekrümmte, genaue Seilkurve erhalten, während man jetzt nur das tangierende, umschließende Seileck findet. Es läßt sich aber die genauere Kurve dann nach Augenmaß recht gut eintragen.

Das größte Angriffsmoment findet sich zu

$$M = i \cdot H = 67{,}5 \text{ cm} \cdot 2020 \text{ kg} = 136350 \text{ cm kg.}$$

Dasselbe bezieht sich auf einen Teil der Nadelwand von 100 cm Länge, normal zur Bildfläche verstanden. Das widerstehende Moment $\frac{b\,h^2}{6} \cdot S$ muß jenem gleich sein. Hierin bedeutet h die Nadel-

stärke, d. h. die Abmessung in Richtung der Kraft, hier des Wasserdrucks.

$$\frac{b\,h^2}{6} \cdot S = M \qquad \text{Hier } M = 136\,350 \text{ cm kg}$$

$$h = \sqrt{\frac{6\,M}{b \cdot S}} \qquad b = 100 \text{ cm}, \quad S = 80 \text{ kg/qcm}$$

$$h = \sqrt{\frac{6 \cdot 136\,350}{100 \cdot 80}} = \sqrt{102{,}3 \text{ cm}^2} = \text{rund } 10 \text{ cm}.$$

Diese Nadelstärke h wird nur nahe der Strecke benötigt, wo das Meistmoment auftritt. Gegen die Auflager, d. h. gegen die Enden hin, vermindert man diese Abmessung, um an Gewicht zu sparen. Letzteres erreicht man außerdem auch durch die Wahl ausländischer, besonders bruchfester Hölzer und höherer Werte S. Bei einem Gewicht der einzelnen Nadel über 20 kg werden schon besondere Hilfsmittel für deren Bedienung nötig. Den Hauptnadelquerschnitt wählt man gewöhnlich kleiner als 75 qcm.

2. Losdrempel, Losständer,

werden in gleicher Weise berechnet; sie haben aber das Moment des Wasserdrucks eines ganzen Feldes aufzunehmen.

3. Der Wehrbock.

Die im Wehrbock auftretenden Spannungen ergeben sich aus dem Kräfteplan von Abb. 198. Die Größe der angreifenden Kraft A wird dem Kräfteeck K Abb. 197 entnommen, welche den Druck für 1 m Wandlänge gibt. Bei einer Wandlänge oder Feldbreite von b Meter ist jener Wert noch mit b zu multiplizieren. Das vordere, auf Zug beanspruchte Glied des Wehrbockes erhält bei fehlender Nutzlast seine Hauptbeanspruchung. Die dann wirkende Zugkraft Z ist zugleich maßgebend für die Verankerung des Auflagers. Das hintere Glied des Wehrbocks wird nur durch die Nutzlast P in Spannung versetzt. Bei fehlendem Wasserdruck A muß auch das vordere Glied einen Druck, veranlaßt durch die Nutzlast P, aufnehmen können. Ferner ist zu beachten, daß der Wehrbock auch den Stoß schwimmender Körper, z. B. denjenigen der Eisschollen (bei erster Eisbildung) oder von treibendem Holz aufzunehmen hat. Die Größe dieses Angriffs entzieht sich aber der Berechnung.

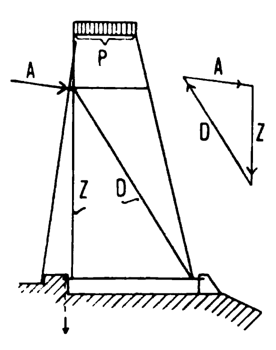


Abb. 198. Berechnung des Wehrbockes.

Der Konstrukteur hat sich daher in erster Linie auf die in der Praxis gemachten Erfahrungen zu stützen, um die dort als zulässig befundenen Minimalabmessungen nicht zu unterschreiten.

V. Die Fischleiter, der Fischpaß (échelle à poissons; fishladder).

Den Flüssen wird der Fischreichtum nur dort erhalten, wo den Fischen in erster Linie die Möglichkeit des Wanderns verbleibt,

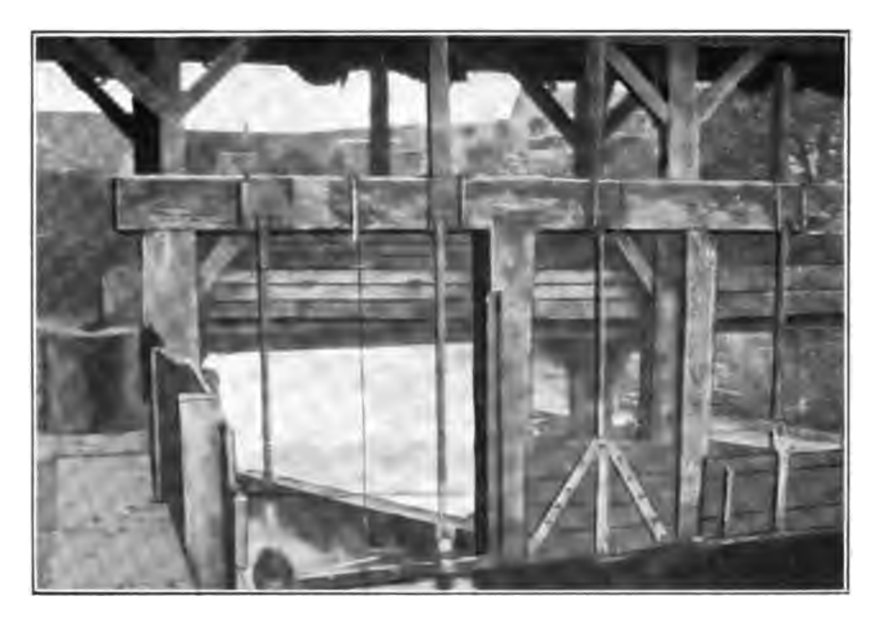


Abb. 199. Wehr mit Fischpaß in der Kinzig.
Eigene Aufnahme.

welches namentlich zum Zweck der Nahrungssuche und zur Laichzeit geschieht. Nebenher sind die Innehaltung der Schonzeiten, die Verwendung guter Geräte, Verhinderung der Raubfischerei, Herrichtung von Laichplätzen, Einrichtung von Fischbrutanstalten und anderes geeignet, die Fischerei zu fördern. Vergleiche hierüber das Buch von Gerhardt.[1]) Als Wanderfische sind z. B. zu nennen: Lachs, Meerforelle, Stör, Maifisch, Aal, Fluß- und Meerneunauge. Diese steigen

1) Gerhardt. Fischwege und Fischteiche. die Arbeiten des Ingenieurs zum Nutzen der Fischerei. Verlag von Wilh. Engelmann, Leipzig, 1904. 5 M.

zeitweise die Flüsse aufwärts und ziehen sich später wieder flußabwärts zurück. Die größeren derselben sind befähigt, starke Strömungen zu überwinden und Sprünge von über 1 m Höhe über Wasser auszuführen. Sie suchen die Stellen auf, wo ihnen das Wasser lebhaft entgegenströmt. Solche Orte eignen sich also für den Anschluß eines Fischweges, Fischpasses oder einer Fischleiter.

Abb. 200. Wehr mit Fischsteg in der Kinzig, Blick von unten. Eigene Aufnahme.

Der Fischpaß besteht aus einer Reihe von Becken, welche treppenförmig angeordnet und untereinander durch Schlupflöcher verbunden sind. Die größeren Fische springen auch wohl über die trennenden Wände (zwischen den Becken) hinweg. Eine kräftige Wasserbewegung soll sich im Fischpaß vorfinden, da der Fisch gerade die Strömung aufsucht. Die Fische bedürfen aber auch der Ruheplätze in den Becken und eines Anlaufes, um entgegen der Strömung durch die Schlupflöcher zu eilen oder in das andere Becken zu springen, daher ist die erforderliche Länge und Breite der Becken zu beachten; vgl. Gerhardt, S. 33. Die Schlupflöcher sind gegeneinander zu versetzen, damit die Strömung gebrochen wird und vor wie hinter dem Schlupfloch ein toter Raum entsteht, in welchem das Wasser weniger strömt.

Abb. 199 und 200 zeigen ein hölzernes Schützenwehr der Kinzig oberhalb Kehl mit einem Fischpaß auf der linken Flußseite. Hier sind die trennenden Wände in ihrer oberen Begrenzung schräg, so daß das Wasser diese auf der einen Seite jeweils überflutet. Vgl. Gerhardt, S. 37. Schlupflöcher sind hier außerdem vorhanden. Der Wasserzulauf zum Fischpaß wird oben durch das in Abb. 199 (S. 269) zu erkennende, erste linksseitige Schütz reguliert. Es ist wiederholt gesehen worden, daß größere Lachse aus der Kinzig im Wasserfall, Abb. 200, aufwärts oder über diesen hinweg springen. Sie haben die Pritsche erreicht, wurden dann aber vom Wasser wieder abwärts gerissen; sie suchen dann den Fischsteg auf.



Abb. 201. Fischpaß an einem Wehr der Enz.
Eigene Aufnahme.

Als ich jenes Wehr besichtigte, war es noch fast dunkel, und mein Zug ging bereits an demselben Morgen vor Sonnenaufgang ab. Daher ist die Aufnahme in der Morgendämmerung bei langer Belichtung gemacht. — Am Fischpaß auf Abb. 201 wurde mir die obere Abdeckung als nachteilig bezeichnet, die Fische sollen sich vor einem dunklen, überdeckten Raum fürchten. Der Fischweg führt dort im Winkel um den Landpfeiler herum. Die Becken sind hier zufällig fast leer, da aus dem Wehr Wasser abgelassen ist.

Die Bauweise der Becken im einzelnen ist infolge Retouche des Photographen da nicht mehr zu erkennen. Die einzelnen Fischarten fordern je nach ihren Bedürfnissen eine besondere Bauweise des

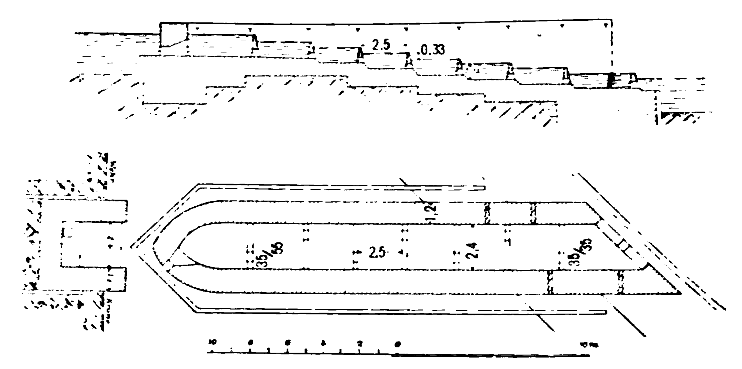


Abb. 202. Fischweg in der Weser bei Hameln.
Gerhardt, S. 50.

Fischpasses; so unterscheidet Gerhardt Lachstreppen, Pässe für Sandfische, Aal usw.

Abb. 202 zeigt einen Fischweg bei Hameln, welcher im Frühjahr von Barben, Weißfischen, Barschen, Aalen und anderen Fischen benutzt wird. Die scharfe Strömung der unteren Sperre bereitet den Fischen Schwierigkeit; sie ruhen sich dann oft einige Stunden aus, bevor sie weiter schwimmen.

VI. Das Mühlgerinne.

Über die Abzweigung des Mühlgrabens vom Fluß oder Bach siehe S. 201 bis 211 und über die Bestimmung der Wassermenge S. 31, sowie auch das S. 16 genannte Buch „Hydrometrie von Müller“.

Wo die Örtlichkeit es gestattet, pflegt man einen längeren Ober- oder Betriebsgraben (Mühlgraben oder Wehrkanal) und auch einen längeren Untergraben anzulegen, beide mit schwachem Gefälle, geringer als dasjenige des natürlichen Wasserlaufes, wodurch für das Wehr an Nutzgefälle gewonnen wird.

Abb. 203 zeigt eine alte Wehranlage in Laucha a U., bei welcher ein Obergraben fehlt. Das Wasser tritt aus der Unstrut unmittelbar

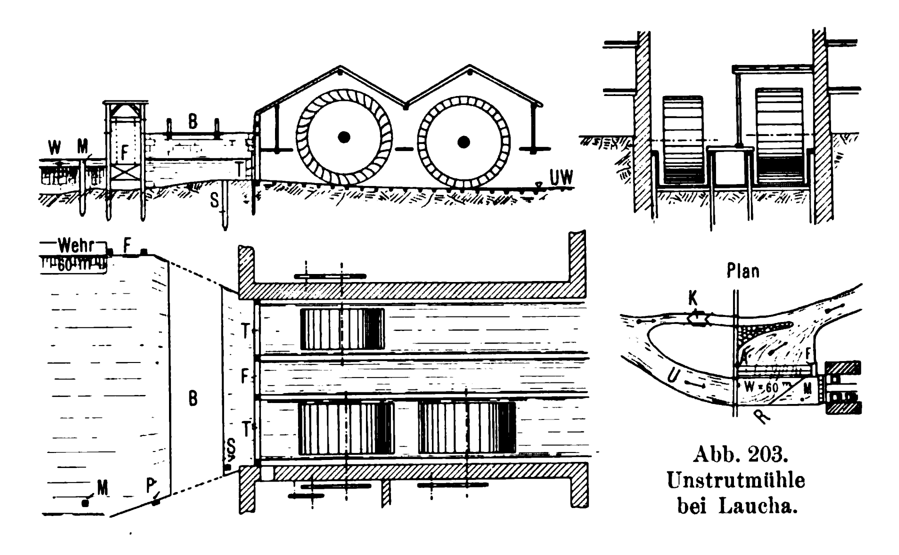


Abb. 203. Unstrutmühle bei Laucha.



Abb. 204. Festes Wehr in der Unstrut bei Laucha (Standort *A* im Plan).

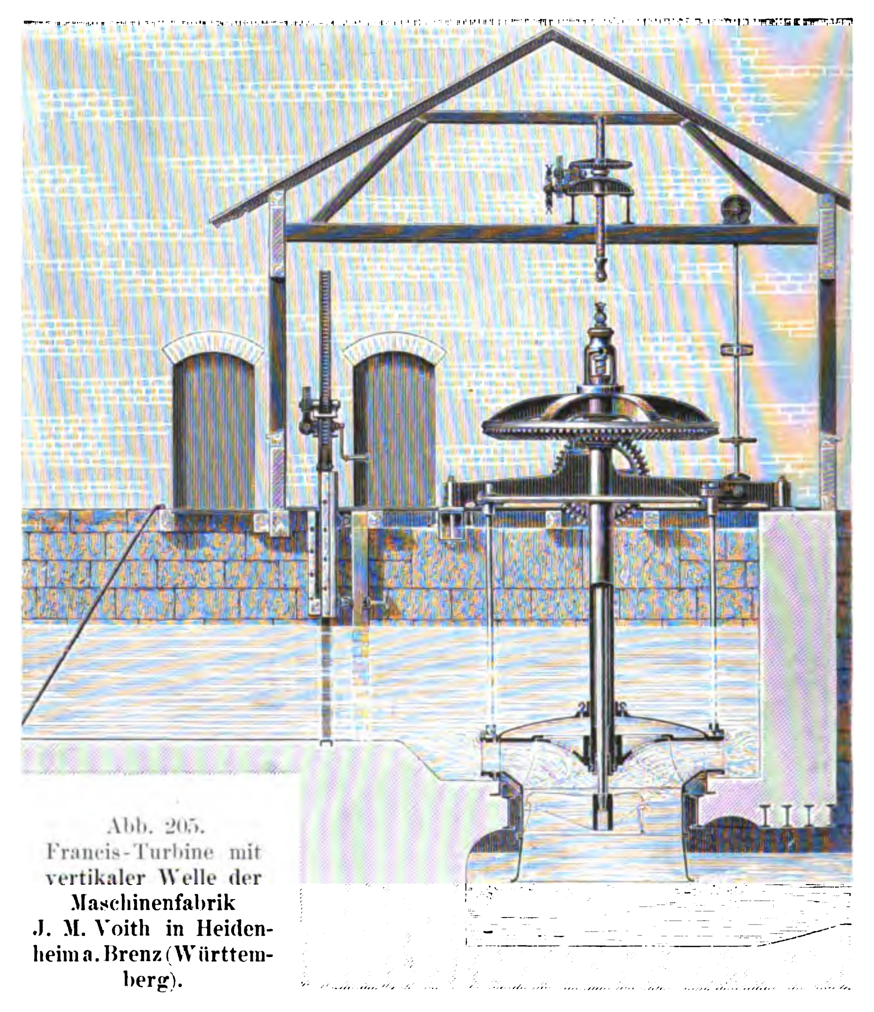


Abb. 205.
Francis-Turbine mit vertikaler Welle der Maschinenfabrik J. M. Voith in Heidenheim a. Brenz (Württemberg).

in das oberhalb kurze Mühlgerinne; außerdem fällt es seitwärts über das Wehr *W* von 60 m Länge. Dazwischen befindet sich noch ein kleines Freischütz *F*. Ein schräger Rechen *R*, siehe den Plan rechts unten, hält schwimmende Körper vom Mühlgerinne ab. Die Schifffahrt findet durch einen das Ober- und Unterwasser verbindenden Kanal mit Schiffsschleuse *K* statt. Eine zweite Freiflut *F* befindet sich zwischen den beiden Mühlgerinnen. Bei Hochwasser können manche Räder hochgehoben werden, so daß auch unter ihnen eine Freiflut entsteht, in diesem Fall Panstergerinne genannt. In Abb. 204 ist das Wehr vom Ort *A* (im Plan links am Wehr) aus gesehen. Ein

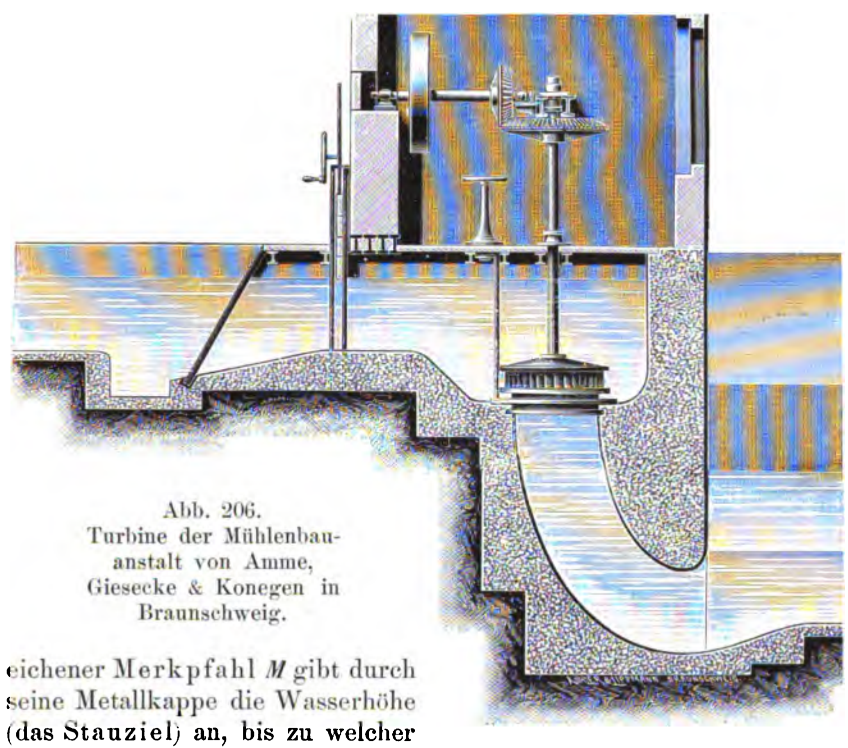


Abb. 206.
Turbine der Mühlenbauanstalt von Amme, Giesecke & Konegen in Braunschweig.

eichener **Merkpfahl** *M* gibt durch seine Metallkappe die Wasserhöhe (das **Stauziel**) an, bis zu welcher bei geschlossener Freiarche gestaut werden darf. Dieser, auch **Mark-**, **Ziel-**, **Mahl-**, **Spiegel-** oder **Eichpfahl** genannt, steht so, daß er

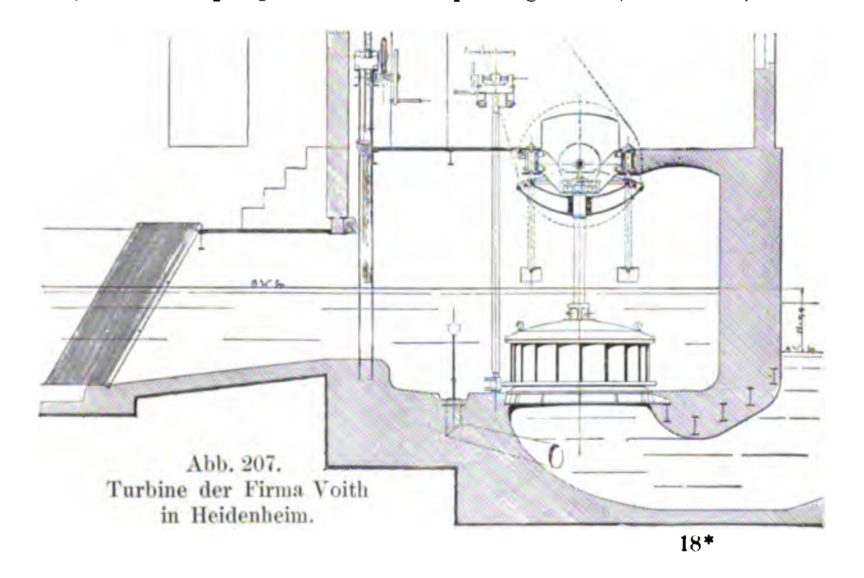


Abb. 207.
Turbine der Firma Voith in Heidenheim.

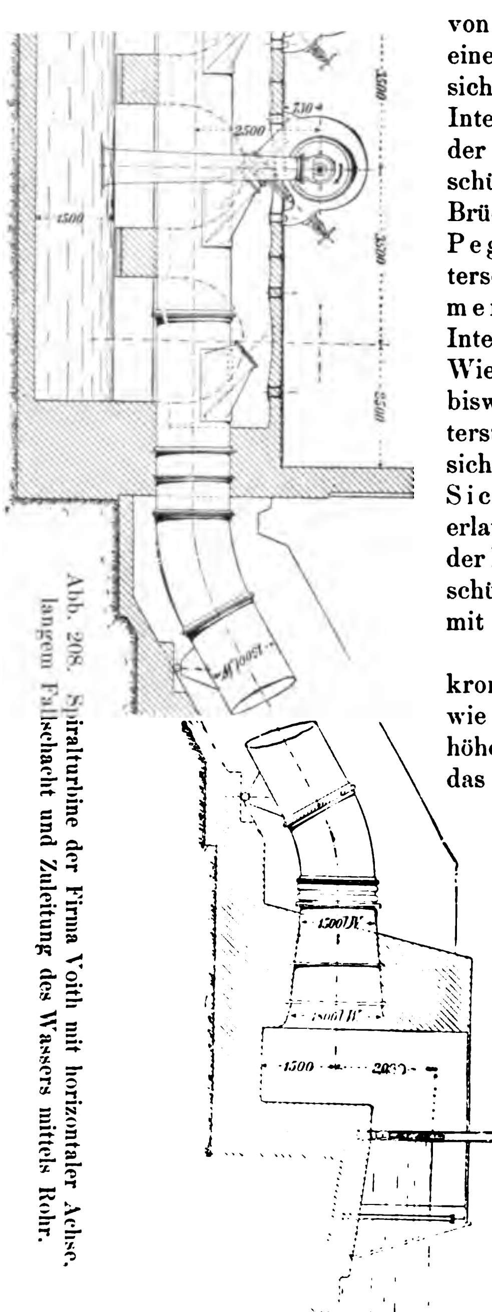


Abb. 208. Spiralturbine der Firma Voith mit horizontaler Achse, langem Fallschacht und Zuleitung des Wassers mittels Rohr.

von der Mühle und außerdem von einem frei erreichbaren Ort aus sichtbar ist. Die Anlieger haben Interesse daran nachzusehen, ob der Müller rechtzeitig seine Freischützen zieht. Oberhalb der Brücke *B* (links Abb. 203) ist ein Pegel *P* angebracht. Man unterscheidet Winter- und Sommerstauziel; letzteres ist im Interesse von niedrig belegenen Wiesenkulturen der Oberlieger bisweilen niedriger als das Winterstauziel. Außerdem befindet sich neben der Brücke noch ein Sicherpfahl *S*, welcher die erlaubte Höhenlage des Drempels der Freiarchen angibt. Die Mühlschütze sind in der Abbildung mit *T* bezeichnet.

Die Höhenlagen von Wehrkrone und Freiflutdrempel, sowie deren Breite und die Stauhöhe sind am Amtsgericht in das Grundbuch eingetragen und durch Nivellement mit einem Festpunkt verbunden. Bei Neuanlagen zieht man bewegliche Wehre vor, oder man stellt neben dem festen Wehr eine Freiarche größerer Öffnungsweite her, um den für die Oberlieger oft nachteiligen Einfluß des Anstaues zu vermindern. Die Gesetzessammlungen enthalten hierüber besondere Bestimmungen. Der Müller ist zu entschädigen, wenn durch die Änderung der Abfluß- oder Stauverhältnisse sein Mühlen-

betrieb Schaden erleidet. — Unter Rückstau versteht man einen Anstau des Wassers im Untergraben, veranlaßt durch Abflußbehinderungen, z. B. durch einen unterhalb belegenen Wehrbau. Unterschlächtige Wasserräder verlieren durch einen Rückstau, bei welchem sie in das Unterwasser eintauchen, einen wesentlichen Teil ihrer Leistungsfähigkeit. Durch alte, unterschlächtige Wasserräder wird die vorhandene Kraft überhaupt nicht voll ausgewertet. Bei ihnen läuft z. B. Wasser seitlich vorbei. Neuerdings werden daher diese Wasserräder vielfach durch Turbinen[1]) ersetzt. Auch bei der dargestellten Mühle in Laucha ist das hernach geschehen.

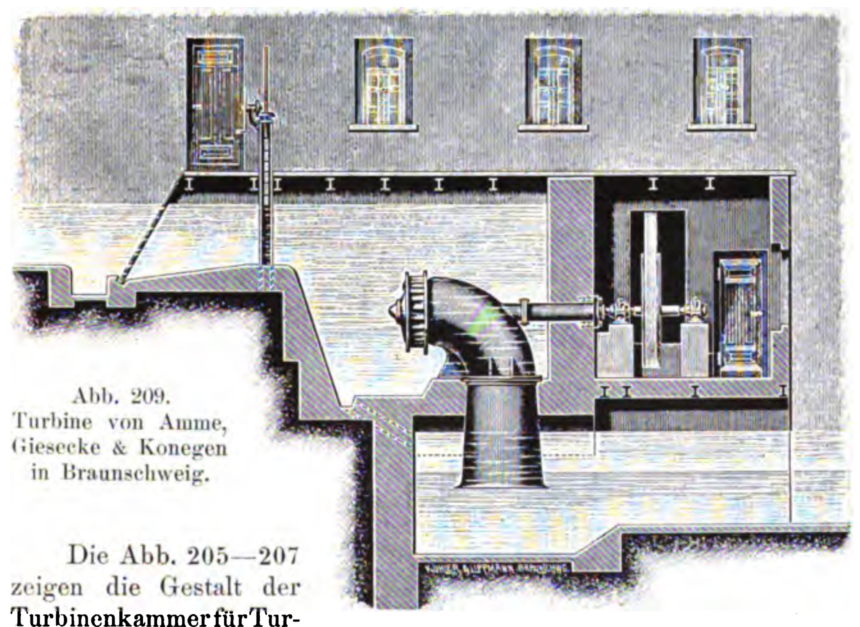


Abb. 209. Turbine von Amme, Giesecke & Konegen in Braunschweig.

Die Abb. 205—207 zeigen die Gestalt der Turbinenkammer für Turbinen mit vertikaler Welle und einem Fall- oder Saugeschacht aus Eisen (Abb. 205 und weiter) und Abb. 206 einen solchen aus Beton. Ein Saugeschacht wird erforderlich, wenn die Turbine über dem

1) Brauer, Grundriß der Turbinentheorie, mit 73 Abb., 1899, Verlag S. Hirzel, Leipzig. M. 4,—. Danckwerts, Die Grundlagen der Turbinenberechnung für Praktiker und Studierende des Bauingenieurfaches, Verlag Kreidel, Wiesbaden. M. 1,60. Zeitschr. für das gesamte Turbinenwesen, 24 Hefte im Jahre, Verlag R. Oldenbourg, München. M. 18,—. Die Turbine, Zeitschr. für Dampf-, Gas-, Druckluft-, Wind- und Wasserturbinen, 12 Hefte im Jahre, Verlag M. Krayn, Berlin W. 57. M. 12,—.

Unterwasserspiegel sich befindet. Die Gefällhöhe von der Turbine bis zum Unterwasserspiegel wird dann durch die Saugewirkung der im Schacht befindlichen Wassersäule ausgewertet.

Abb. 207 zeigt einen höheren Stand des Unterwassers; der vertikale Schacht fällt fort. Bei geschlossenem Schütz sinkt das Unterwasser. Alsdann kann durch die dargestellte Rohrverbindung mit Ventil die Turbinenkammer entleert und gereinigt werden.

Für manche Betriebe, z. B. für Holzschleifereien oder Elektrizitätswerke, ist eine horizontale Lage der Turbinen von Vorteil, um die Arbeitsmaschinen direkt von der Turbinenwelle treiben zu können; vgl. Abb. 208.

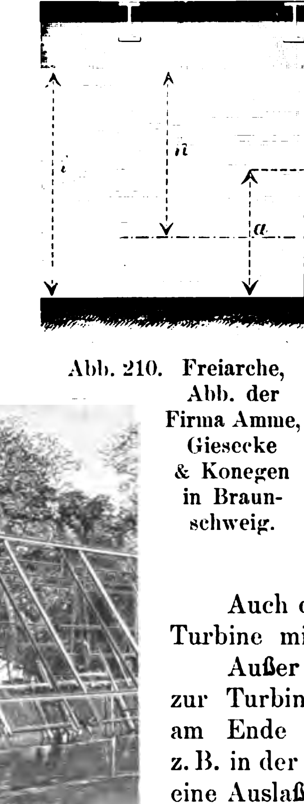


Abb. 210. Freiarche, Abb. der Firma Amme, Giesecke & Konegen in Braunschweig.

Abb. 211. Krautrechen.

Auch die Abb. 209 zeigt eine Turbine mit horizontaler Welle.

Außer dem Schütz, welches zur Turbinenkammer führt, ist am Ende des Betriebsgrabens, z. B. in der Seitenwand desselben, eine Auslaßschleuse anzubringen; vgl. Abb. 210. Es gilt z. B., den Betriebsgraben zu reinigen, vom Eis zu befreien oder vor einem Überlaufen zu schützen. Bevor

das Betriebswasser das Einlaßschütz zur Turbinenkammer erreicht, geht dasselbe durch einen Rechen, vor dessen Eisengitter schwimmende Körper, z. B. Laub oder Kraut (Wasserpflanzen), hängen bleiben.

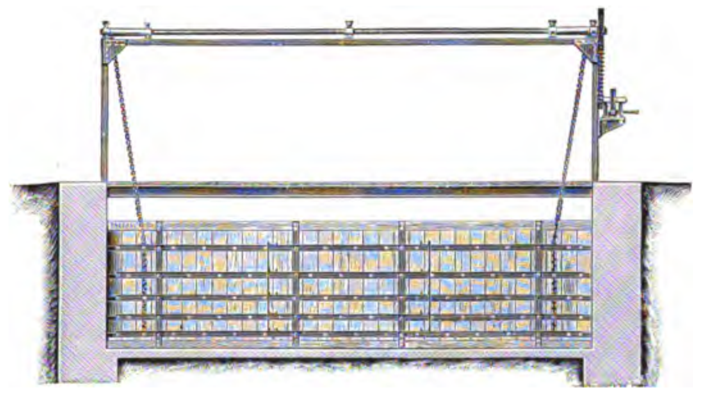


Abb. 212. Schütz von Amme, Giesecke & Konegen in Braunschweig.

Abb. 211 zeigt einen vom Mühlenwerk mit Transmission maschinell betriebenen Rechenreiniger. Klauen, welche zwischen die Gitter greifen, schieben die vorgelagerten Massen nach oben hin aufs Land.

Abb. 212 zeigt ein Mühlenschütz mit Eisenriegeln und Holzverkleidung. Die Ketten nehmen in abgewickeltem Zustande eine schräge Lage ein, wodurch eine gute und gleichmäßige Aufwicklung gesichert ist.

Auch Aalleitern, siehe S. 269, sind hier häufig anzulegen.

VII. Talsperren und Stauweiher

(barrage d'une vallée, mur de bâtardeau, ouvrage de retenue; waterstop wall, stowing, retaining works).

Literatur:

1. Ziegler, Talsperrenbau nebst einer Beschreibung ausgeführter Talsperren. 214 Abb. Verlag Polytechn. Buchhandl. A. Seydel, Berlin. M. 15,—.
2. Stauweiher in den Vogesen, und zwar bei Alfeld, Fecht, Zeitschr. f. Bauw. 1889.
   Dasselbe im Auszuge von mir, Journ. f. Gasbeleucht. u. Wasservers. 1890, S. 160 u. 182, und Fecht, Zeitschr. f. Bauw. 1893: Über die Anlage bei Altenweiher.
3. Intze, Talsperren im Quellengebiete der Wupper. Verlag Hyll & Klein, Barmen. Dasselbe im Auszuge von mir, Journ. f. Gasbeleucht. u. Wasservers. 1890, S. 362.

3a. Borchardt, Remscheider Stauweiheranlage. R. Oldenburg, München.

4. Kleine Mitteilungen im Journ. f. Gasb. u. W. 1890. Über Stauweiher u. Staumauern, und zwar über die Covington-Werke, S. 439, ferner von mir über die Vyrnwy-Talsperre für Liverpool und diejenige des Loch Katrine für Glasgow, S. 327 u. 328.
5. Über Wasserbehälter zur Speisung schiffbarer Kanäle. Berichte zur Frage IV des V. intern. Binnenschiffahrts-Kongresses zu Paris 1892; 7 Hefte.
Dasselbe im Auszuge von mir, Journ. f. Gasb. u. W. 1893, S. 83—88.
6. Die Urfttalsperre in der Eifel, Höhe der Mauer 52 m, Mauerstärke am Fuß 50,5 m, Stauweiherinhalt 45 1/2 Millionen Kubikmeter. Handb. d. Ingw., 3. Aufl., III., 2. Abt., 1. Hälfte, S. 665.
7. Über die Edertalsperren (Eder, Nebenfluß der Fulda oberhalb Kassel) mit sehr großem Fassungsraum zur Verbesserung der Wasserabflußverhältnisse der Weser. Zentralbl. d. Bauverw. 1905, S. 182.
8. Mattern. Der Talsperrenbau und die deutsche Wasserwirtschaft. Verlag A. Seydel, Berlin. M. 3,—.

In heißen Ländern mit Zeiten anhaltender Trockenheit stellte sich frühzeitig das Bedürfnis nach einer Aufspeicherung des Wassers heraus, welches in regenreicher Zeit sonst nutzlos zu Tal fließt. So besitzen z. B. Reis bauende Länder seit Jahrhunderten Stauweiher. Spanien hat Staubecken, von denen eines 30 Millionen Kubikmeter besitzt. Andere Becken dienen der Wasserversorgung, z. B. dasjenige an der Gileppe, Abb. 213, welches Verviers mit Wasser versorgt. Die Mauer an der Gileppe ist 47 m hoch, bei 45 m Wassertiefe des Stauweihers und 12 Millionen Kubikmeter Fassungsraum. Die Mauerlänge beträgt unten 82, oben 235 m, die Dicke unten 65, oben 15 m. Der Stauweiher bedeckt 80 ha an Fläche. Im Vordergrunde auf Abb. 213 befindet sich ein Überlauf, welcher in Tätigkeit tritt, wenn bei gefülltem Becken mehr Wasser zu- als abfließt. Intze, der sich um den Bau von Talsperren große Verdienste erworben hat, benutzte die aufgespeicherten Wassermassen auch zur Kraftgewinnung, z. B. für Remscheid.

Abb. 214 zeigt die Talsperre unweit Remscheid. Durch Aufspeicherung des Wassers ist in Verbindung mit dem erzielten, hohen Wasserdruck unter Benutzung von Turbinen eine hinreichende Wasserkraft geschaffen, um nach der Stadt Remscheid Trinkwasser zu pumpen. Aber nicht nur hier ist Kraft gewonnen, sondern an vielen, unterhalb gelegenen Werken eine Förderung der Industrie durch die nun vermehrte Kleinwassermenge erreicht. Der Abfluß im Eschbach ist ein gleichmäßigerer geworden, so daß Betriebsstörungen zurücktreten oder ganz ausfallen. Die Remscheider Anlage hat für die Ausführung einer ganzen Anzahl weiterer Stauweiher zum Vorbild gedient.

Da die Mauer unten weiter ausladet und ferner eine Schüttung wasserundurchlässigen Tonbodens sich am Fuße derselben befindet,

steht der Schacht, aus welchem das Wasser entnommen wird, ein Stück vor der Mauer. Die Entnahme kann in verschiedenen Höhen erfolgen, und zwar immer an dem Schütz, welches am wenigsten unter Wasser liegt, mithin also, unter dem geringsten Druck stehend, sich am leichtesten öffnen läßt. Außer einer Abführung von Wasser nach dem Bach leitet eine Rohranlage Wasser nach dem Turbinenhause. Ferner ist seitlich ein Überlauf im Fels erbaut.

Stauweiher, angelegt zur Speisung von Schiffahrtskanälen, hat Frankreich insbesondere aufzuweisen; vgl. die vorn erwähnten



Abb. 213. Staumauer an der Gileppe in Belgien.

Berichte über Wasserbehälter. Im oberen Lauf der Wolga befinden sich Seen, deren Spiegel durch hölzerne Wehre gehoben werden können. Über 300 Millionen Kubikmeter Wasser werden dort aufgestaut und in regenarmer Zeit allmählich abgelassen, um die Schiffbarkeit der obereren Wolga durch Vermehrung der fließenden Wassermenge und somit der Wassertiefe zu steigern.

Ferner werden neuerdings auch Talsperren zur Verminderung der Hochwassergefahr erbaut; insbesondere in Schlesien. In diesem Fall wird ein großer Raum des Beckens leer gelassen. Die Füllung erfolgt nur im Ausnahmefall bei ganz ungewöhnlich starkem Regen, wenn die Zurückhaltung eines Teiles der aus dem oberen Zuflußgebiet

kommenden Wassermenge zur Verhütung von Hochwasserschäden erforderlich wird. Erst dann erfolgt eine Sperrung der Abflußöffnung.

Abb. 215—217 zeigen die neu erbaute Talsperre bei Marklissa unweit Hirschberg in Schlesien. Im Grundriß zeigen die Staumauern



Abb. 214. Talsperre im Eschbachtal bei Remscheid.

Gewölbeform, einmal weil so ihre Stabilität erhöht wird, insbesondere aber, um der Mauer in Hinblick auf Temperaturänderungen Beweglichkeit zu belassen. Die Mauer kann sich bei der nur im oberen Teil eintretenden Erwärmung dort etwas ausdehnen, indem das Pfeil-

verhältnis des Bogens zunimmt. Entgegengesetzte Bewegungen treten hernach bei abnehmender Temperatur ein. Ferner wirkt die Bogenform dahin, daß der Wasserdruck infolge des durch ihn bedingten Horizontalschubes bestrebt ist, eine Entstehung von Vertikalrissen zu verhindern.

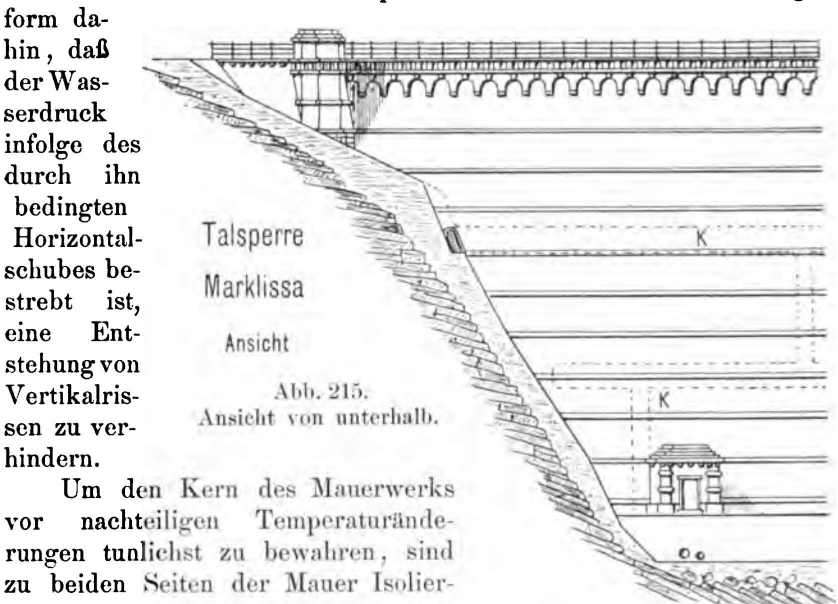


Abb. 215. Ansicht von unterhalb.

Um den Kern des Mauerwerks vor nachteiligen Temperaturänderungen tunlichst zu bewahren, sind zu beiden Seiten der Mauer Isolier-

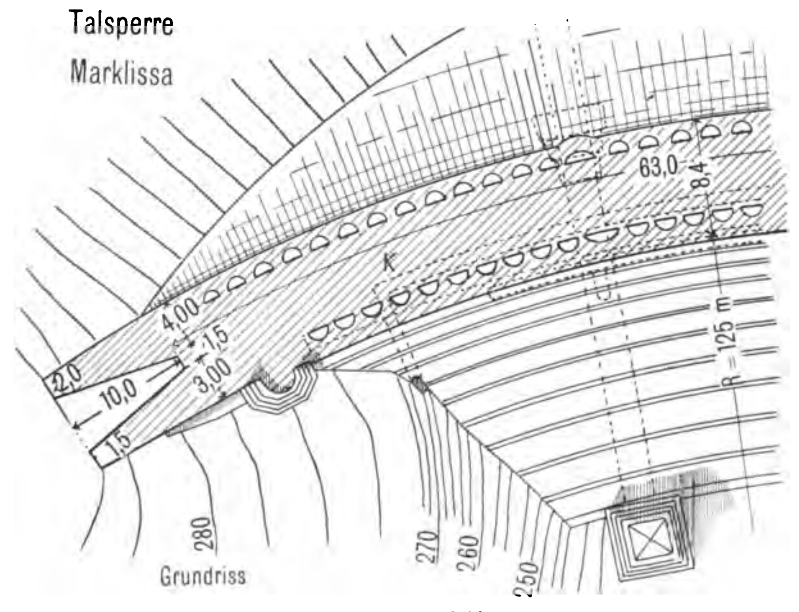


Abb. 216. Grundriß.

schichten mit Luftkammern angebracht. So wird auch verhütet, daß sich die Bewegungen der äußeren Schicht, welche durch Temperaturänderungen bedingt sind, auf die eigentliche Stützmauer übertragen. Außerdem sind Entwässerungskanäle K im Innern angelegt, um Wasser, welches trotz sorgfältiger Abdichtung durch Zementputz und Asphaltanstrich doch etwa noch durchschwitzt, nach unten abzuführen; vgl. Abb. 217. So wird erreicht, daß der hintere, zumal auf Druck

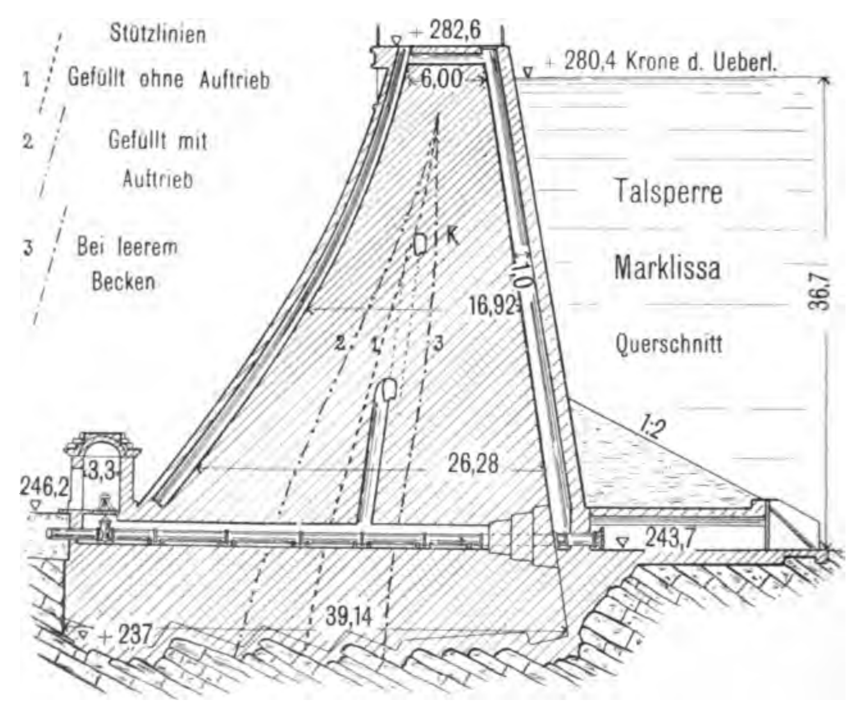


Abb. 217. Querschnitt.

beanspruchte Teil der Mauer vor Verwitterung und Auslaugung bewahrt bleibt. Wasser, welches unter dem vorn vorhandenen, hohen Druck den Mörtel durchdringen würde, hat die Eigenschaft, Kalkteile aus dem Zement zu lösen und aufzunehmen. Die sorgfältigste Dichtung wird daher auf der Wasserseite erstrebt. Die Talsperre zu Marklissa ist noch unter Mitwirkung von Intze entstanden.

Über die erforderliche Stabilität der Staumauern gilt dasselbe, was S. 263 über Wehre gesagt ist, nur daß die Überflutung hier fortfällt. Auch für die Staumauer darf weder ein Kippen noch ein

Gleiten eintreten können, wenn in irgend einer Höhenschicht eine Horizontalfuge aus besonderer, örtlicher Veranlassung entstehen sollte, durch welche Druckwasser in das Innere der Mauer Eintritt gewinnt.

Bei einer Talsperre zu Bouzey[1]) bei Epinal in Frankreich war diese Forderung nicht erfüllt. Infolge mangelhafter Gründung hatten sich Längsrisse gebildet. Man verstärkte das Fundament, aber nicht den oberen, zu schwachen Mauerkörper. Dieser brach und kippte im Juni 1885 bei der Füllung des Behälters. Es ist wichtig hervorzuheben, daß die Talsperren in Deutschland weit stärker gebaut werden, als das in jenem Ausnahmefall geschehen ist. In derselben Tiefe unter Wasserspiegel, wo der Bruch der Mauer bei Bouzey eintrat, zeigt die Staumauer bei Marklissa fast dreifach größere Stärke, als jene Sperrmauer derzeit vor ihrer Zerstörung besaß.

Es sei noch bemerkt, daß bei Staumauern die Verwendung eiserner Zuganker, deren unteres Ende tief im Fels eingelassen ist, von Nutzen sein kann. Ich habe darüber einige Berechnungen[2]) angestellt.

Bei Stauweihern, welche zu Zwecken der Wasserversorgung von Ortschaften dienen, hat die Entnahme des Wassers stets tunlichst in einer Tiefe von etwa 8 m unter der Wasseroberfläche zu erfolgen, weil dort das Wasser hinreichend kühl ist, d. h., etwa die mittlere Jahrestemperatur aufweist. In höherer Schicht ist das Wasser im Sommer oft zu warm, während andererseits mit der Tiefe ein nachteiliger Ammoniakgehalt des Wassers zunimmt; dies insbesondere in Tiefen mehr als 15 m.

Es sei noch bemerkt, daß der Fundamentaushub bisweilen talaufwärts vor der Mauer angehäuft wird. Er dient da zum Halten und zur Abdeckung einer dichtenden Lehmschicht, welche in mindestens 1 m horizontaler Abmessung am Fuß vor der Mauer, an diese anschließend, hochgestampft wird. Soweit der Aushub diesen Zweck nicht erfüllt, wird es in Bezug auf die Stabilität der Mauer allerdings vorteilhafter sein, den Rest des verfügbaren Bodens hinter der Mauer als Anschüttung zu verwenden.

---

1) Siehe Denys Bericht über die Speisung von Kanälen in Ostfrankreich, internationaler Binnenschiffahrts-Kongreß zu Paris 1892, und von mir im Auszuge mit Zeichnung, Journ. f. Gasb. u. Wasservers. 1895, S. 378 und 403; ferner Moormann, S. 407; Bühler, S. 536. Weber-Ebenhof, desgl. mit Berechnungen, Österreichische Monatsschrift für den öffentlichen Baudienst 1895, S. 161 mit Abbildungen.

2) Möller. Journal f. Gasb. u. Wasservers. 1895, S. 406.

Vierter Abschnitt.

Schleusen, Docks und Schiffshebewerke.

Literatur.

1. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.) Teil III. 8. Band. Schiffsschleusen, auch Schiffshebewerke, von Brennecke u. Bubendey 1904. M. 11.—. Die 3. Auflage bietet die Schleusen im III. Bande „Der Wasserbau", 2. Abteilung, 2. Hälfte, in der 2. Aufl., desgl. III. Band, 3. Abteilung, S. 335 bis 536.
2. Handb. d. Bauk. III. Teil, 2: Wasserbau, L. Franzius u. W. Frauenholz, II: Schleusen. S. 98—127. M. 7,50.
3. Landsberg. Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen. Verlag von W. Engelmann, Leipzig. M. 5.—.
4. Hagen. Teil II, Atlas. Tafel 57—74. Zumal Schleusen mit hölzernem Boden sind dort eingehend dargestellt.
5. Esselborn. Lehrbuch des Tiefbaues, S. 729—746.
6. Strukel. Der Wasserbau, III. Teil. M. 15,—.
7. Becker. Atlas. Tafel 18—21.
8. Chiolich-Löwensberg. III. Abt. Taf. 38—40.
9. Hotopp u. Rehder. Erläuterung betreffend die Konstruktion und Betriebseinrichtung der Krummesser Schleuse (Heberschleuse). Gebr. Borchers, Lübeck.
10. W. Giller. Vergleich zwischen den verschiedenen Betriebsarten von Schleusenanlagen. Verlag von R. Oldenbourg, München. M. 4,50.

10a. Vgl. auch die Veröffentlichungen in der Zeitschr. f. Bauw., über die größeren Kanäle, auf welche in Band I, S. 243 u. 244, hingewiesen ist.

Dockanlagen und Schiffsschleppen.

11. Handb. d. Ingw. 3. Aufl., Band III, 3. Abt. Wasserbau am Meer und in Strommündungen, S. 702.
12. Cours de Travaux maritimes. Teil 1, S. 531—582 und Teil 2, S. 1—65. M. 80.—.

Schachtschleusen, Schiffseisenbahnen und Schiffshebewerke.

13. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III. 8. Band, S. 303—362. Siehe ferner die Fußnoten in den einzelnen Abschnitten.

I. Schleusen écluses, locks.

Man unterscheidet Kammerschleusen und Dockschleusen.

Die Kammerschleuse (écluse à sac, chamber lock) gestattet jederzeit den Verkehr der Schiffe aus der einen in die andere anschließende Haltung, obwohl deren Wasserspiegel verschiedene Höhe haben. Der Ausgleich der Wasserstände findet in der Kammer statt, in welche das Schiff einfährt. Mit dem Ein- oder Auslassen von Wasser hebt oder senkt sich das Schiff.

Die Dockschleuse[1]) gestattet die Durchfahrt von Schiffen nur zu gewissen Zeiten, wenn nämlich infolge des Wechsels von Flut und Ebbe der Außenwasserstand sich so hoch gehoben hat wie der Binnenwasserstand im Hafen, dem sogenannten Dockhafen. Diese Schleuse entspricht also etwa dem Außenhaupt einer großen Kammerschleuse; Kammer und Binnenhaupt fehlen. Seitlich schließen an die Dockschleuse meistens Deiche, da die Sturmflut höher steigt, als das anschließende Gelände sich erhebt. Es liegt nur wenig über dem gewöhnlichen Dockhafenwasserstand, dessen Höhe dem gewöhnlichen Hochwasser entspricht. Dockschleusen erbaut man für Seehäfen bei schwachem oder nur mittlerem Schiffsverkehr. An Kanälen und in kanalisierten Flüssen findet ausschließlich die Kammerschleuse Verwendung; diese ferner auch an der See als Zugang von Dockhäfen bei starkem Schiffsverkehr, wenn zu jeder Zeit geschleust werden soll.

A. Die Bezeichnungen der einzelnen Schleusenteile.

(Siehe S. 288 u. 289.)

B. Die Abmessungen der ganzen Schleuse und ihrer Teile.

Die Abb. 267, 282, 285, 290 in Band I, S. 274, 293, 295 und 301, zeigen Grundrißanordnungen von Schleusen preußischer Wasserstraßen; vgl. ferner Handb. d. Ingw., 4. Aufl., 3. Teil: „Der Wasserbau", 8. Band: „Die Schiffsschleusen" von L. Brennecke, S. 18. Vertikale Kammerwände sind den schwach geböschten Wänden vorzuziehen; vgl. Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 444.

Schleppzugschleusen erhalten oft die weit billigeren, stark geböschten Kammerwände (Dämme); anwendbar, wo kein Mangel an Speisewasser. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 101.

---

1) Handb. d. Ingw. (4. Aufl.) Teil III, 8. Band, S. 4.

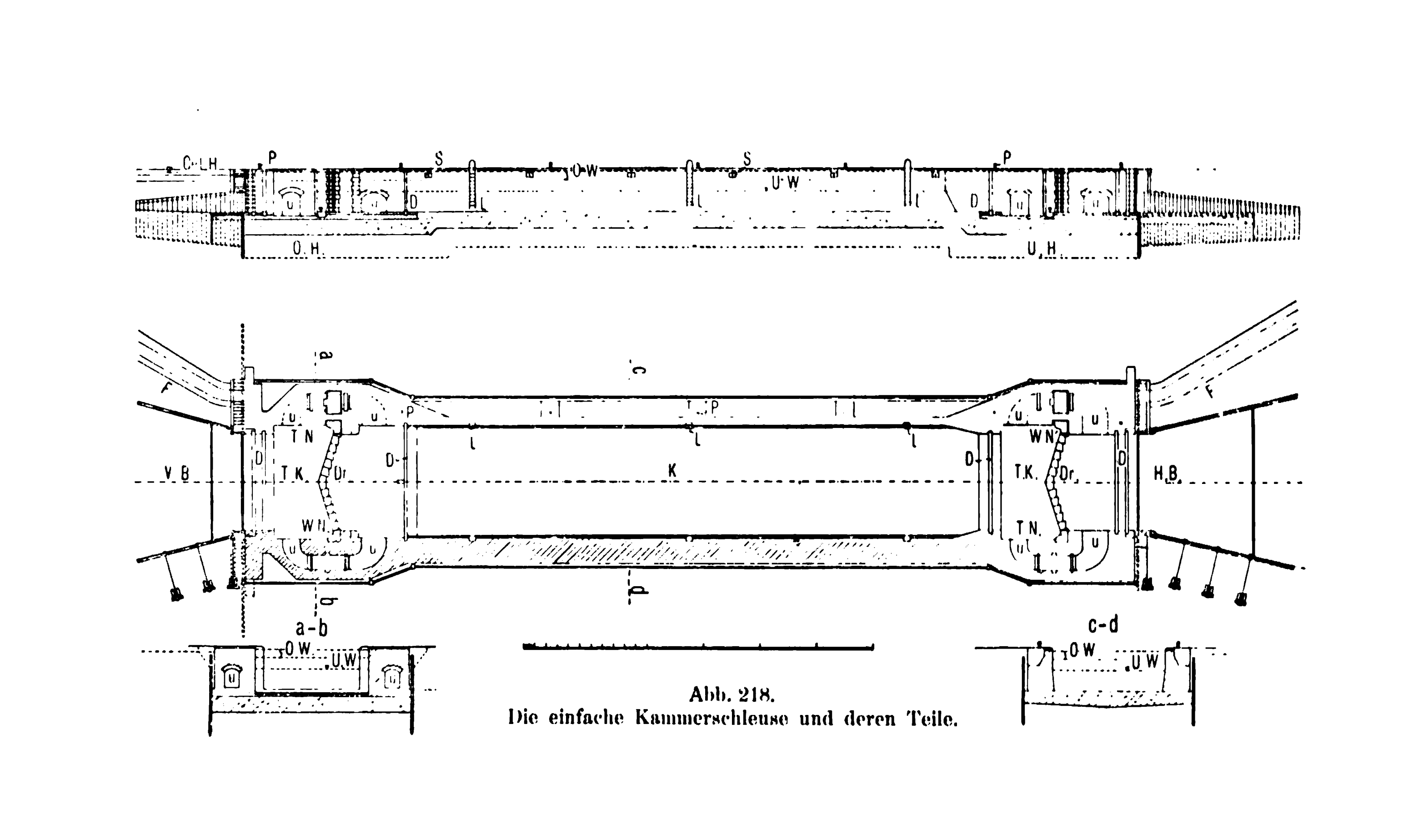


Abb. 218.
Die einfache Kammerschleuse und deren Teile.

Die Bezeichnungen der einzelnen Schleusenteile
(vgl. Abb. 218):

O W	Oberwasser	bief d'amont (m)	upper water
U W	Unterwasser	bief d'aval (m) (bief oder niveau)	lower water (lower-trough)

Die Schleuse zerfällt in die drei Hauptteile:

O H	Oberhaupt	tête d'amont	head-bay (upper chamber lock)
K	Kammer	chambre (sac) d'écluse	lock-chamber
U H	Unterhaupt	tête d'aval	after-bay (tail-bay)

An den Häuptern unterscheidet man folgende Teile
(dabei sind die am Ober- und Unterhaupt wiederkehrenden Bezeichnungen „*O*" für „Ober" und „*U*" für „Unter" fortgelassen; es ist also z. B. statt Obertorkammer *O T K* einfach Torkammer *T K* geschrieben):

V B	Vorboden oder Vorschleuse		
H B	Hinterboden		
T K	Torkammer	chambre pour les vantaux	gate chamber
T N	Tornische	niche pour les vantaux	recess for the gates
W N	Wendenische	enclave pour les vantaux (f)	hollow quoin
Dr	Drempel	busc (m)	sill

Weitere Bezeichnungen:

	Flügel	aile	wing-wall
D	Dammbalkenfalz	coulisse (f), pour les poutrelles	recess for the sliding-timbers
U	Umläufe	canal de circulation	sluice-board
L	Steigeleiter	échelle (f)	ladder
S	Schiffshalter	organeau (m)	sniker, remora (anchor ring)
P	Poller	borne d'amarrage	pollard
Gel. H	Geländehöhe		
F	Windschiefe Böschungsstrecke als Übergang von der steileren Böschung am Flügel zur Böschung der Neigung $1:1^1/_2$ am Kanal.		

Aber auch billige steile Wandungen sind unter Benutzung von I-Eisenständern und zwischengespannten Kappen hergestellt. Handb. d. Ingw. (siehe S. 286) S. 57 und 106 sowie hier Abb. 237.

Außer der einfachen Kammerschleuse und der langen Schleppzugsschleuse ist noch die Kesselschleuse zu nennen, welche einer größeren Anzahl von Schiffen gleichzeitig Aufnahme gestattet.

Abmessungen der Kammerschleuse.

Die lichte Weite der Häupter ist $W = B + s$. Darin bezeichnet B die größte Breite der durch die Schleuse fahrenden Schiffe und s den Zuschlag für die beiderseitigen Spielräume.

$s = 0,3$ m für Kanalschleusen und 1,5 m bei Seeschleusen.

W' die Weite der Kammer ist bei Wassermangel gleich derjenigen der Häupter, also gleich W; hingegen ist $W' = W + 0,3$ bis 0,6 m bei reichlich Speisewasser.

Die Nutzlänge der Kammer ist gleich der Schiffslänge und dem Steuer, vermehrt um (1 + 1,5) m für Spielräume vorn und hinten.

Höhe der Kammerwände.

Bei Kanalschleusen reichen die Kammerwände 0,3—0,5 m, die Tore 0,2 m über Oberwasserspiegel. Bei Seeschleusen reichen die Kammerwände $^1/_2$—1 m und die vorderen Tore 1—2 m über höchstes Hochwasser.

Der Oberdrempel liegt an Schleusen der Binnenwasserstraßen 0,5—0,75 m tiefer als die Schiffstauchung, der Unterdrempel 0,75 bis 1,00 m; in Sonderfällen noch tiefer.

Die Tornische ist 0,20 m tiefer als das Maß der Torstärke, da vorn und hinten ein Spielraum von 10 cm verbleibt; ferner 0,2 bis 0,6 m länger als das Tor.

Der Toranschlag beträgt am Drempel 10—20 cm; der Spielraum unter dem Tor 20—30 cm.

Das Drempeldreieck zeigt im Mittel eine Pfeilhöhe $f = \frac{1}{5}$ der Hauptweite W.

Der Vorboden zeigt eine Länge von 1,5—4,0 m.

Der Hinterboden „ „ „ 2,0—4,0 m.

Dammbalkenfalze von 25—50 cm Weite sind am Hinter- und Vorboden und bei großen Schleusen, insbesondere bei nicht massivem Kammerboden, auch an den Häuptern zwischen Tor und Kammer anzulegen.

Das Schleusengefälle (der Höhenunterschied zwischen Ober- und Unterwasser) beträgt gewöhnlich 2,5—3 m.

H ö l z e r n e T o r e sind bis zu Gefällen von 4 m verwendbar. Bei größerem Gefälle baut man eiserne Tore.

In Ausnahmefällen kommen Schleusengefälle von 6—9 m vor, bei Wassermangel alsdann in Verbindung mit Sparbecken; vgl. Bd. I, S. 271 und hier Abb. 253 und Abschnitt L 1.

Am U n t e r h a u p t führt häufig eine Brücke über das Unterwasser. Die Binnenschiffahrt fordert zwischen Unterkante-Brückenkonstruktion und Unterwasserspiegel 4,0—4,5 m Höhe im Lichten.

C. Die hölzerne Schleuse.

Schleusen in Holzbauweise, vgl. Abb. 219, werden in neuerer Zeit seltener ausgeführt, da das Holz vergänglich und zudem teurer geworden ist.

Schleusen zu vorübergehender Benutzung, z. B. während des Umbaues einer massiven Schleuse, wird man auch heute in der immerhin billigeren Holzkonstruktion herstellen.



Abb. 219. Hölzerne Schleuse am Elbinger Kanal.
Aufnahme von Kowalewsky, Königsberg.

In Abb. 220 bezeichnet D den Drempel, insbesondere den Anschlagbalken, und M den Mittelbalken des Drempels. Die Wendesäule ist durch die Schrägstrebe S gestützt und durch einen Anker-

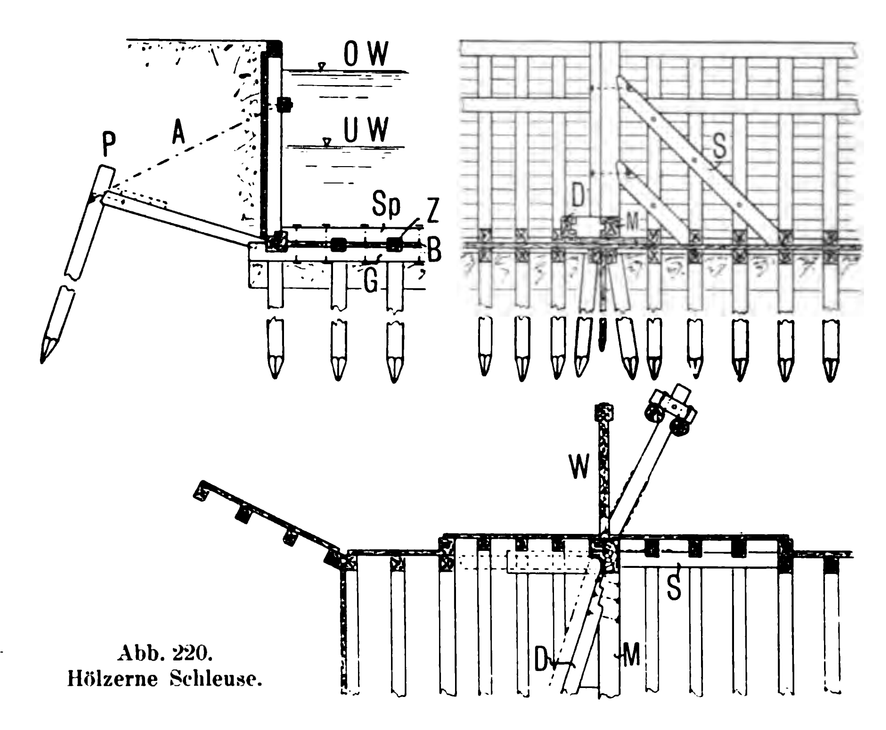


Abb. 220.
Hölzerne Schleuse.

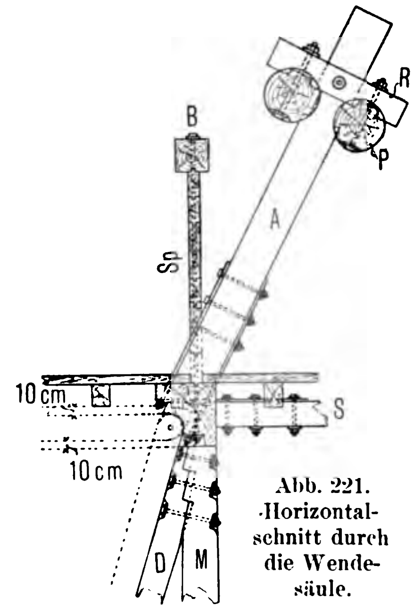
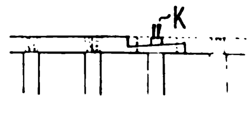


Abb. 221.
Horizontalschnitt durch die Wendesäule.

balken A (Abb. 221) gehalten. Die unter dem Mittelbalken befindliche Spundwand reicht eine Strecke weit in das Erdreich hinein; sie ist da bei W (Abb. 220) etwa bis Oberwasserhöhe hochgeführt; vgl. auch Abb. 221.

Der Bundpfahl B dieser Spundwand ist durch einen eisernen Anker mit der Wendesäule verbunden. In der Abb. 221 bedeutet P Ankerpfahl und R Ankerriegel.



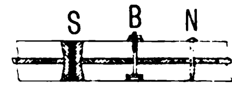


Abb. 222.
Befestigung der Bodenhölzer gegen Auftrieb.

Auch die Seitenwände sind verankert; vgl. Abb. 220. Die Wirkung des Ankerpfahles *P* Abb. 220 kann durch die gestrichelt gezeichneten Bohlen, welche Erddruck erhalten, vermehrt werden. Es darf aber der Ankerbalken unter dieser Last sich weder lösen noch brechen. Die Richtung des Pfahles *P* ist so, wie in Abb. 220 dargestellt, richtig, dem Verlauf der Kräfte entsprechend; oft findet man den Pfahl jedoch mit entgegengesetzter Neigung geschlagen.

Der Schleusenboden ist wasserdicht herzustellen (holländische Bauweise). Grundbalken *G*, Bohlenbelag *B* und Spannbalken *Sp* (Abb. 220) wirken, durch eiserne Bolzen *B* (Abb. 222) oder Holzschrauben *N* zusammengehalten, wie ein Balken; vgl. Abb. 222. Um einen dichten Schluß zu erreichen, werden die Bohlen durch Keile *K*, Abb. 223, zusammengepreßt und dann erst genagelt. Die Dichtungsflächen sind vorher zu teeren. Auch legt man geteerte Leinwand oder geteertes Papier zwischen die Hölzer.

Die Grundbalken sind mit den Grundpfählen durch Grundzapfen[1]) zugfest vereinigt, so daß sie dem Auftrieb des Wassers Widerstand leisten (oben Abb. 222). Durch das Eintreiben der Keile *K* erhält der Zapfen die dargestellte Schwalbenschwanzform. Ein Stoß ist in den Spann- und Grundbalken zu vermeiden. Die Balken gehen in einem Stück durch. Zangen, mit den Balken überkämmt, bewirken einen kräftigen Längenverband; diese zeigen an ihren Stößen den Schwalbenschwanz oder besser eine Verzahnung, wie Abb. 79, Band I, S. 82, zeigt.

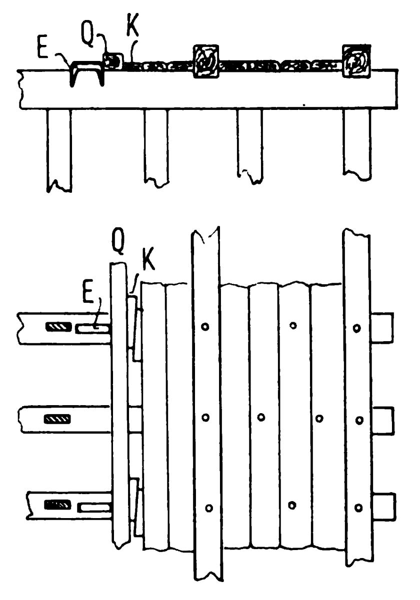


Abb. 223. Herstellung des Schleusenbodens.

D. Der Bau massiver Schleusen.[2])

Einfach gestaltet sich die Gründung bei Felsboden. Die obere, verwitterte Schicht wird entfernt, vorhandene Spalten durch Zement-

1) Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 75.

2) Massive Schleusen mit hölzernem Boden, siehe Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 69; mit steinernem Boden, S. 63. Betonschüttung mit Trichter dort S. 90, Betonschüttung mit Taucherglocke dort S. 96.

mörtel und durch eine schwache Betonschicht gedichtet. Einzelne Wehre an der Fulda sind so gebaut.

Bei nicht festen Bodenarten wird die Baugrube meistens durch Spundwände eingefaßt, die sorgfältig auszusteifen sind, damit sie dem Erddruck und bei einem in der Baugrube gesenkten Wasserstande dem äußeren Wasserüberdruck zu widerstehen vermögen; vgl. Abb. 224. Es ist schon vorgekommen, daß die Spundbohlen unten, nahe über der Grubensohle gebrochen sind; siehe Berechnung, Band I, S. 98.



Abb. 224. Baugrube der Fürstenberger Schleuse am Oder-Spree-Kanal.
Aufnahme von C. Günther, Berlin W., Behrenstr. 24.

Ein anderes Verfahren besteht darin, Brunnen im Umkreise außerhalb der Baugrube herzustellen, mittels derer der Grundwasserstand nahe und in der Baugrube so gesenkt wird, daß letztere ganz trocken wird. Das ist z. B. bei der Schleuse zu Holtenau am Kaiser-Wilhelm-Kanal, ferner bei Schleusen am Elb-Trave-, wie am Teltower Kanal, so geschehen. In letzterer Zeit verwendete man enge Rohrbrunnen dazu, welche sich leichter in den Boden einbringen und später auch wieder verwenden lassen. Bei Holtenau sind noch gemauerte Brunnen benutzt. Wo sich das Wasser aus der Baugrube nicht entfernen läßt, wird durch dieses hindurch Beton geschüttet, wie das im Grundbau Band I, 1. Abschnitt, S. 146 und folgende, besprochen ist.

Abb. 225 zeigt eine solche Schleusenbaustelle. Links oben die Betontrommel, rechts die auf Rädern laufende oder von Kähnen getragene, bewegliche Brücke, von der aus die Schüttung zurzeit erfolgt. Hier ist der Betontrichter verwendet, dessen Benutzung in Band I, S. 147 beschrieben ist. Unten auf der Abbildung ist der auf Rädern ruhende Trichter zu sehen, welcher zurzeit nicht benutzt wird. Transportgleise führen um die Baugrube herum und über die Laufbrücke hinweg, von der aus der Beton geschüttet wird.



Abb. 225. Schleuse bei Altenrheine. Ausführung der Betonierungsarbeiten.
Aufnahme der Bauverwaltung.

Das Leerpumpen der Baugrube erfolgt bei Portlandzementbeton frühestens vier Wochen, bei Traßbeton etwa vier Monate nach Vollendung der Betonierung.

Abb. 226 bietet einen Blick auf den Fortgang der Arbeit. In den Mauern werden Kanäle (Umläufe) ausgespart, die zur Füllung und auch zur Entleerung der Schleusenkammer, bisweilen auch zur Entlastung der Oberhaltung dienen. Der links aufgestellte, eiserne Rahmen bildet den festen Teil eines Abschlußschiebers für jenen Kanal, der um die Wendenische herumführt.

Abb. 227 bietet einen Blick auf die Herstellung eines Umlaufes. Der dort vorhandene Kran ist benutzt, um die großen Quader des Drempels zu versetzen.



Abb. 226. Schleuse bei Groß-Döbern — Kanalisierung der Oder.
Aufnahme von Gebr. Katzbach, Oppeln.

Gründung einer großen Seeschleuse.

Bei großen Schleusen genügt es häufig, die Schleusenhäupter massiv herzustellen und zu gründen, weil diese allein schon sehr massiv und groß ausfallen, während die Kammersohle dort aus natürlichem Erdboden besteht, der an seiner Oberfläche nur wegen der spülenden Wirkung des strömenden oder durch die Schiffsschrauben bewegten Wassers befestigt ist. So lagert z. B. über dem wasserdurchlässigen Sand der großen Kaiserschleuse in Bremer-



Abb. 227. Einwölben der Umläufe am Binnenhaupt der Seeschleuse bei Oldersum.
Aufnahme der Bauverwaltung.

haven eine Schicht von weichem aber doch wasserdichtem Klai, deren Stärke in der Schleusenkammer noch 7 m beträgt. Der höchste Wasserstand außerhalb der Schleuse beträgt + 7,04, der niedrigste innerhalb der Schleuse + 2,00 m. Der größte Überdruck zwischen dem Wasser vor den Toren des Außenhauptes und der Kammer kann mithin nur 7,04 — 2,00 = 5,04 m betragen. Der Druck von 7,04 m wird aber im Sandboden hinter dem Außenhaupt unter der Klaischicht nicht erreicht, so daß dort geringerer Überdruck besteht. Aber auch dann, wenn jener volle Druck dort erreicht werden sollte, bliebe der Abtrieb *a* der Klaischicht nach Abzug des Gewichtes des

verdrängten Wassers doch größer als der hydrostatische, aufwärts wirkende Wasserdruck w, denn es ist:

der Abtrieb der Klaischicht unter Wasser

$$a = 7{,}0 \text{ m} \cdot (1800 - 1000) = 5600 \text{ kg/qm}$$

und der hydrostatische, aufwärts wirkende Überdruck im Höchstbetrage

$$w = 5{,}04 \cdot 1000 = 5040 \text{ kg/qm}.$$

Es ist also der Rechnung nach $w < a$. Zudem stand auch erfahrungsgemäß fest, daß unter den vorhandenen Verhältnissen die vorhandene Klaischicht keine Durchquellung erleidet.[1]) Ohne letztere, eine völlige Sicherheit gebende Tatsache hätte man sich wohl kaum damit begnügt, die Kammersohle ohne künstliche Sicherung gegen Auftrieb zu belassen.

Hingegen sind die beiden Häupter an der Schleuse auf Beton gegründet, und zwar in so dicker Schicht, daß hier der Abtrieb des Betons ausreicht, um eine Hebung der Sohle durch hydrostatischen Überdruck im Betriebe gänzlich auszuschließen.

Die Betonschicht ist im Mittel 6,2 m stark bei 45 m Ausdehnung der Schicht am Außenhaupt, in Längenrichtung der Schleuse gemessen. Die Stärke war durch den Umstand bedingt, daß der tragfähige Baugrund, der Sand, sehr tief lag, und daß man unter dem Beton keinen Klaiboden belassen wollte, welcher zusammendrückbar ist. Allerdings ist zwischen dem anstehenden Sandboden und der Betonbettunterfläche eine etwa 80 cm starke Kiesschicht zu Zwecken der Ausgleichung eingebracht, um an Beton zu sparen. Bei den später ausgeführten Dockbauten ließ man den Beton aber bis auf den gewachsenen Sandboden reichen, da die Zwischenlage von geschüttetem Kies ein Setzen des Bauwerks veranlaßt.

Auch dann, wenn bei Ausbesserungen am Drempel ein Leerpumpen des Hauptes unter Herstellung von Abdichtungen (vor und hinter demselben) erforderlich werden sollte, wird der Abtrieb der Betonsohle genügen, dem Auftriebe durch Wasserdruck das Gleichgewicht zu halten, so daß die Betonsohle nicht auf Biegung nach oben beansprucht wird. Das Leerpumpen wird übrigens in solchem Fall nicht bei außergewöhnlich hohem Außenwasserstande vorgenommen, damit der hydrostatische Überdruck dabei tunlichst klein bleibt.

Anders bei der Bauausführung; da muß bei Herstellung des Drempelmauerwerks die Außenhauptbaugrube längere Zeit im

---

1) Rudloff, Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1900, S. 662.



Abb. 228. Baugrube des Oberhauptes der großen Schleuse in Bremerhaven.
Aufnahme der Bauverwaltung.

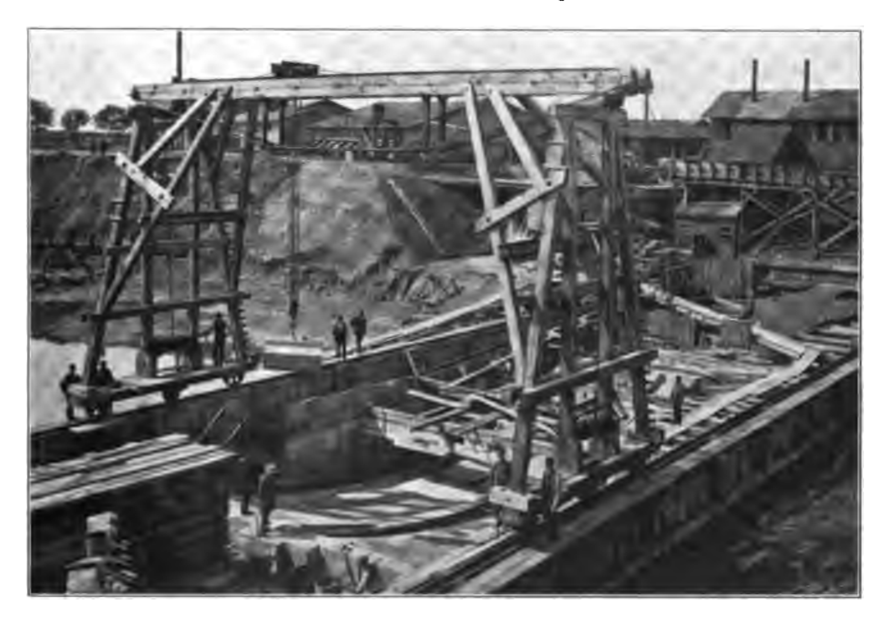


Abb. 229. Binnenhaupt der großen Schleuse in Bremerhaven.
Aufnahme der Bauverwaltung.

leergepumpten Zustande verbleiben. Es könnte dann also außen Hochwasser eintreten, so daß die Betonsohle dabei dem höchsten möglichen Wasserdruck ausgesetzt wäre. Um auch in diesem Fall gegen Auftrieb gesichert zu sein, ist die Betonsohle des Außenhauptes zur Zeit des Leerpumpens dieser Baugrube mit Kies belastet gewesen, der durch das Wasser hinabgeschüttet worden war. Der Kies ist links von der Kranlaufbahn in Abb. 228 zu erkennen. Außerdem befanden sich Fangedämme vor und hinter dem Außenhaupt, welche das Wasser zurückhielten.

Abb. 229 zeigt den Blick auf die Baugrube des Binnenhauptes jener Schleuse. Dort konnte während der Bauausführung überhaupt kein so beträchtlicher Wasserdruck auftreten wie am Außenhaupte. Zeitweise stand das Wasser in der großen Baugrube außerhalb der Fangedämme des Binnenhauptes immerhin erheblich höher, als die photographische Aufnahme zeigt.

Es sei erläuternd bemerkt, daß außer den als Fangedamm dienenden Spundwänden, welche jeweils die Baugrube der Häupter besonders einfassen (vgl. Abb. 229), noch vor der ganzen Baugrube gegen die See hin ein sehr großer und hoher Fangedamm sich befindet, vgl. Band I, Abb. 146, S. 163.

E. Berechnung des Betonkörpers.[1])

1. Sicherung der Betonsohle für die Dauer der Gründung.

a) *Ohne Verwendung eines Betonfangedammes; dieser als a b c e in Abb. 230 gestrichelt angedeutet.*

Vorstehend sind die Grenzfälle für eine minimale Betonstärke bei Fels und eine maximale Betonstärke bei sehr tiefer Lage des tragfähigen Bodens besprochen. Meistens liegt der feste Baugrund so hoch, daß man hinsichtlich Wahl der Betonstärke Freiheit besitzt. Diese ist dann so zu bemessen, daß die Betonschicht weder im Bau noch im Betriebe durch Auftrieb gehoben noch unter der Wirkung von Biegungsspannungen zu Bruch gehen kann.

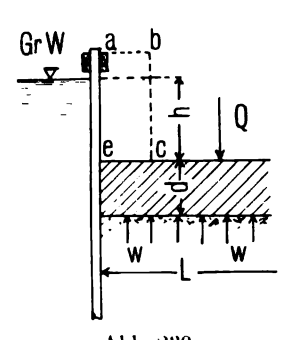


Abb. 230.
Berechnung der Betonsohle bei dem Bauvorgang.

Die Kraft, welche auf 1 qm Betonplatte von unten wirkt, ist der Wasserüberdruck

1) Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), III. Teil, Band 8, S. 20—51.

$w = \gamma \cdot h$ oder für 1 qm Grundfläche: $w = 1000\, h$ kg; dabei ist h in Metern gegeben.

Der Abtrieb der Betonsohle ist:

$$a = (\gamma' - 1000)\, d;$$

mithin der Unterschied

$$p = w - a$$
$$= 1000\, h - (\gamma' - 1000)\, d;$$
$$\gamma' = 2400 \text{ kg/cbm gesetzt,}$$

also

$$p = (1000\, h - 1400\, d) \text{ kg/qm};$$

h und d in Metern ausgedrückt.

Ein Leerpumpen der Baugrube darf nach Erhärtung des Betons erst erfolgen, wenn entweder $p \leq 0$ wird, oder wenn der aufwärts gerichteten Kraft p durch eine künstliche Belastung im Betrage $Q > p F$ entgegengewirkt ist. Hierin bedeutet F die Grundfläche der Betonsohle oder Baugrube. Die Last Q wird in diesem Falle durch das Wasser hindurch vor einem Auspumpen desselben eingebracht. Da jene Last nach dem Leerpumpen von Luft umgeben ist, gelangt bei Berechnung des erforderlichen Betrages Q das volle Gewicht der Raumeinheit ohne Abzug von 1000 kg/cbm als Einheit des Wassergewichtes in Ansatz. Für den darunterliegenden Beton mußte der Abzug erfolgen, da bei Bestimmung des Wasserüberdruckes $1000\, h$ kg der Wert h bis zur Oberfläche des Betons hinab gemessen ist. Als Belastungsmaterial dient Sand, Kies oder Stein, also meistens das Material, welches ohnehin in der Baugrube später zur Verwendung gelangt; z. B. zur Aufmauerung der Seitenwände.

Die Bedingung $p \leq 0$ läßt sich auch erfüllen, wenn man das Leerpumpen zu einer Zeit vornimmt, wo der äußere Grundwasserstand sich auf natürliche Weise oder durch künstlichen Eingriff (vgl. Brunnen, S. 294) so weit abgesenkt hat, daß

$$1000\, h < 1400\, d$$

oder

$$h < 1{,}4\, d$$

geworden ist.

b) *Bei Verwendung eines Betonfangedammes während der Bauausführung.*

Der Betonfangedamm $a\ b\ c\ e$ (Abb. 230, S. 300) wirkt wie eine Seitenwand, so daß nun die hier nachfolgend unter 2 und 3 durchgeführten Berechnungen in Frage kommen. Die Verhältnisse liegen so wie bei Abb. 235, nur daß die Teile über Außenwasser E und F da fehlen, und daß außen ein natürlicher oder gesenkter Grundwasserstand als Außenwasserstand vorliegt.

2. Sicherung der Schleuse für den Betriebszustand.

Außerhalb der Schleuse besteht ein Wasserstand *A W* (vgl. Abb. 231), dessen Höhe zwischen dem natürlichen Grundwasserspiegel *Gr W* oder dem Unterwasser *U W* und demjenigen des Oberwassers *O W* liegt; vgl. Abb. 231. Bei kurzen Schleusen nimmt man den Grenzfall als gegeben an, daß sich hinter der Kammerwand ein Wasserspiegel *A W* gleich demjenigen des Oberwassers einstellt. Bei großen Schleusen nimmt man diesen Grenzfall auch für die Berechnung der Betonstärke des Oberhauptes an. Man baut das Oberhaupt und dessen Flügel aber so stark und dicht, daß dahinter, also seitwärts der Kammerwand, sich etwa der natürliche Grundwasserstand einstellt, welcher dem Unterwasserstande nahekommt. Das läßt sich mit Sicherheit durch Anlage einer Entwässerungsleitung erreichen, welche hinter der Kammerwand sich hinzieht und in das Unterwasser mündet. Auch der Erdboden unter der Kammersohle ist bei einigen Schleusen derartig drainiert worden, z. B. am Elb-Trave-Kanal. Die Betonschicht erleidet in diesem Falle keinen Auftrieb; sie dient nur als Sturzbett, als Schutzmittel des Erdbodens gegen die Gewalt des einströmenden Wassers.

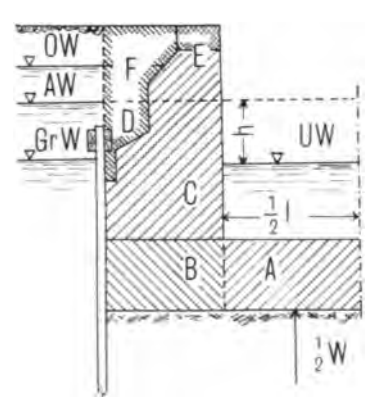


Abb. 231. Berechnung gegen Auftrieb im Betriebszustande.

Am Unterhaupt liegen die Verhältnisse sehr verschieden, je nachdem die Kammer ganz wasserdicht hergestellt ist oder nicht. Gewöhnlich rechnet man auch dort mit dem vollen Werte *h*, dem Unterschied zwischen dem höchsten Wasserstande in der Kammer und dem Unterwasser.

a) *Sicherung gegen Auftrieb der Schleuse (Betriebszustand).*

Es ist die Bedingung zu stellen:

$$\tfrac{1}{2} W < \Sigma \frac{G}{2} \text{ (Abb. 231)}$$

$$1000\, h \cdot \frac{l}{2} < A + B + C + D + E + F.$$

Hierin ist h der Höhenunterschied zwischen dem Wasserstande *A W* (Außenwasserstand) außerhalb des Bauwerkes und dem

Unterwasser UW; l ist die lichte Weite, von einer Wand zur andern gemessen. A, B, C, D, E und F sind die Gewichte der Beton- und Mauermassen sowie der Erdmassen, welche belastend wirken. Bei A, B, C und D, d. h. bei den Massen unter dem Außenwasserstande ist bei Berechnung des Gewichtes der Auftrieb, d. h. von dem vollen Gewicht der Raumeinheit eines Kubikmeters jeweils der Betrag von 1000 kg abzuziehen. Für Beton oder Bruchstein hat man also zu rechnen etwa 2400 — 1000 = 1400 kg/cbm, für Ziegel etwa 2000 — 1000 = 1000 kg/cbm und für Erdboden 1900 — 1000 = 900 kg/cbm. Für das Mauerwerk E über dem Außenwasserstande und dem Erdboden F in gleicher Höhenschicht ist das volle Gewicht zu rechnen; also 2400 für Beton oder Bruchstein, 1800 für Ziegel und 1500—1700 für feuchte Erde. Über Wasser sind Ziegel und Erde nämlich leichter als im gesättigt nassem Zustande unter Wasser.

b) *Sicherung gegen Bruch der Sohle (Betriebszustand).*

Auf der zwischen den Wänden gemessenen Strecke l wird eine Betonsohle einem Auftrieb $p = (1000\,h - 1400\,d)$ kg/qm ausgesetzt sein; vgl. S. 301. Der ganze Auftrieb beträgt für einen Streifen von 1 m Breite und l m Länge mithin $P = l\,(1000\,h - 1400\,d)$ kg; l, h und d in Metern ausgedrückt, z. B. bei $l = 8$ m, $h = 2{,}5$ m und $d = 1{,}2$ m; $P = 8\,(1000 \cdot 2{,}5 - 1400 \cdot 1{,}2) = 6560$ kg. Der Druck P wird durch die Biegungsspannungen des Betonkörpers nach den Wänden hin übertragen und durch deren Gewicht aufgehoben. Es wirkt der gedachte Betonstreifen wie ein Balken, welcher von unten nach oben belastet ist. Bei frei aufliegendem Balken würde das Moment $M = \frac{P\,l}{8}$ entstehen, bei ganz eingespanntem Balken das Moment $M = \frac{P\,l}{12}$ am Orte der Einspannung. Hier liegt eine unvollständige Einspannung vor; man benutzt daher einen mittleren Wert $M = \frac{P\,l}{10}$ cm kg.

Das widerstehende Moment ist

$$M' = \frac{b\,d^2}{6}\,S \text{ cm kg};$$

die Höhe des Balkenquerschnittes, sonst h genannt, ist hier d = Stärke der Betonplatte.

Mithin wird:

$$\frac{b\,d^2}{6} \cdot S = \frac{P\,l}{10}$$

$$S = \frac{6\,P\,l}{10 \cdot b\,d^2} \text{ in kg/qcm.}$$

Hier ist P in kg, l, b und d sind in cm ausgedrückt, und zwar $b = 100$ cm, da ein Streifen von 1 m Breite untersucht wird; es ist z. B. bei denselben Annahmen wie vorn:

$$S = \frac{6 \cdot 6560 \cdot 800}{10 \cdot 100 \cdot 120 \cdot 120} = 2{,}19 \text{ kg/qcm}.$$

Es ist nun entweder die Forderung zu stellen, daß

bei Portlandzement-Beton $S \leqq 4$ kg/qcm
und bei Traß-Beton $S \leqq 3$ „

bleibt. Alsdann ist etwa dreifache Sicherheit gegen Bruch erreicht. Dabei ist berücksichtigt, daß Beton, unter Wasser geschüttet, nicht so bruchfest wird, wie über Wasser gestampft.

Noch sicherer ist es die Zugspannungen teilweise oder ganz durch Eiseneinlagen aufzunehmen. Auch Holzeinlagen sind schon benutzt; z. B. bei Gründung der Brunsbütteler Schleuse am Kaiser-Wilhelm-Kanal. In beiden Fällen berechnet sich die Gurtspannung für Streifen der Betonsohle von je 1 m Breite angenähert zu

$$Z = \frac{M}{h'}.$$

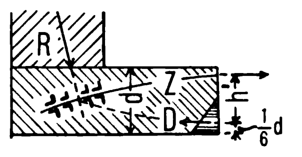


Abb. 232. Betonbett mit Eiseneinlagen.

Die Größe von h' ist aus Abb. 232 zu entnehmen.

Die Mitte der Endverankerung muß von der Resultierenden R getroffen werden, welche sich aus dem Gewicht der Seitenmauer und dem seitlich wirkenden Erddruck zusammensetzt; vgl. auch die Verankerung durch gebogene Eiseneinlagen, verwendet bei Einspannmomenten, siehe Abb. 236.

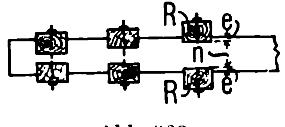


Abb. 233.

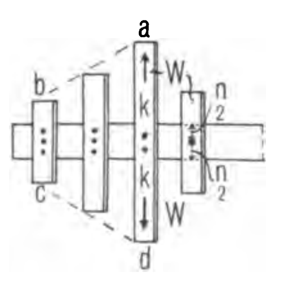


Abb. 234.

Die Endverankerung.

Aus den Zugeinlagen, den Holzbalken oder Eisen, ist die Spannung durch Riegel R (Abb. 233) oder Querwinkel W (Abb. 234) auf den Beton zu übertragen. Der Nutzquerschnitt ist durch das verbleibende Breitenmaß n gegeben. Daher sind also die ersten Riegel R nur wenig tief in den Zugbalken einzulassen (Abb. 233); e ist klein

zu wählen. Ähnlich ist bei den Querwinkeln *W* zu verfahren. Da ist mit einem doppelschnittigen Niet zu beginnen (Abb. 234). Die letzten Riegel sind in Abb. 233 am tiefsten einzulassen, und die letzten Querwinkel (Abb. 234) erhalten am meisten Niete. Der zweite Riegel oder Querwinkel ist am längsten zu machen, da er zugleich die Zuggurtung der Konsole *a b c d* bildet. Es entsteht da die Zugquerspannung *K*.

1 cbm von derartig verzimmertem Holz kostet ungefähr 70 Mark, während 1 cbm Flußeisen von etwa 7800 kg Gewicht mit vorstehend gezeichneter Nietung für 1 kg etwa 25 Pfennige kostet, so daß sich für 1 cbm $7800 \cdot 0{,}25 = 1950$ Mark ergeben.

Unter Beachtung des Umstandes, daß bei Holz der Nutzquerschnitt in Prozenten des ganzen Querschnittes ungefähr um das 0,8fache kleiner ausfällt als bei dem Eisen, und daß man für Holz unter Wasser 80, für Eisen 1000 kg/qcm Spannung zulassen kann, verhalten sich die Preise für Holz- und Eisenkonstruktion wie folgt:

$$\left.\begin{array}{ll} \text{Preis für Holz} & \dfrac{70}{0{,}8 \cdot 80} = 1{,}09 \\ \text{„ \quad „ Eisen} & \dfrac{1950}{1 \cdot 1000} = 1{,}95 \end{array}\right\} \text{bei Aufnahme derselben Kraft.}$$

Die Kosten von Zuggurten aus Holz stellen sich also in dieser Beziehung fast nur halb so hoch wie diejenigen bei Verwendung von Eisen.

Zudem sei bemerkt, daß von mir Versuche angestellt werden, welche in den bisher verflossenen sieben Jahren ergeben haben, daß der Beton auf die Erhaltung des Holzes über Wasser und unter der Erdoberfläche einen günstigen Einfluß ausübt. Unter Wasser wird das Holz allerdings allemal weich, so daß es nicht so viel Festigkeit besitzt wie im Trocknen. Diese zwar kleinen Versuche werden noch fortgesetzt. Beton haftet auch am Holz.

Es ist hervorzuheben, daß Holz in einer für Verbindungen mit Beton wichtigen Beziehung dem Eisen fast gleichsteht, es dehnt sich bei der im Bruttoquerschnitt zugelassenen Spannung etwa ebenso wenig wie Eisen.

Eine Eisenstange von 2,0 m Länge reckt sich bei 1000 kg/qcm Beanspruchung auf Zug um

$$\frac{S}{E} \cdot 2000 \text{ mm} = \frac{1000}{2\,000\,000} \cdot 2000 = 1 \text{ mm};$$

hiergegen ein Holzanker von gleicher Länge um

$$\frac{0{,}8 \cdot 80}{120\,000} \cdot 2000 = 1{,}07 \text{ mm}.$$

Es ist allemal von Vorteil, Eisen- oder Holzeinlagen zu verwenden.

Will man auf die Zugfestigkeit des Betons bei der Berechnung nicht ganz verzichten, dann wird man einen Teil der Zugspannung dem Beton, den Rest dem Eisen oder Holz zuweisen. Es wird sich empfehlen, dann doch soviel Eisen- oder Holzquerschnitt zu geben, daß bei einem Bruch des Betons das Eisen die Zuggurtspannung bei 2000 kg/qcm Beanspruchung noch allein aufzunehmen vermag oder daß der Holzanker dies bei 160 kg/qcm Spannung im Nutzquerschnitt leistet.

3. Sicherung der Schleuse für den Zustand des leergepumpten Schleusenraumes.

a) *Bei gesenktem Kanalspiegel.*

Zu Zwecken der Reparatur oder Reinigung muß bisweilen die ganze Schleuse oder bei größeren Anlagen ein einzelnes Haupt leer gepumpt werden. Zunächst wird dann das Wasser aus der oberhalb liegenden Haltung abgelassen, so daß der gestaute Zustand des Wassers fortfällt. Auch für die untere Haltung kann das vielleicht erforderlich werden. Mit den sinkenden Wasserständen des Kanales fällt dann auch hinter der Schleusenwand, Abb. 235, der Außenwasserstand *A. W.* auf einen niedrigen Stand hinab. So ergibt sich zwischen diesem gesenkten Wasserstand und der Schleusensohlenoberfläche ein Höhenunterschied h, welcher vielleicht kaum größer ist als derjenige von Abb. 231. Die Berechnungen sind die nämlichen, wie vorstehend unter b angegeben wurde. Es bleibt nur zu beachten, daß die Grenzen der Volumina C und D gegen E und F sich gegen Abb. 231 verschoben haben, da der hier tiefere Außenwasserstand deren Grenzlinie bestimmt.

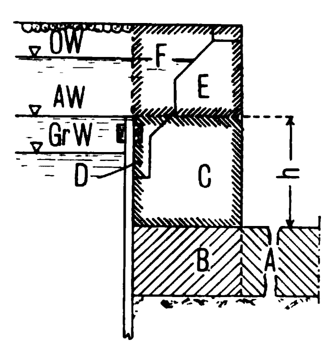


Abb. 235. Schleusenkammer, leer gepumpt.

b) *Bei nicht gesenktem Kanalspiegel.*

Das Absenken des Kanalspiegels, insbesondere des Unterwassers, ist bisweilen nicht ausführbar, z. B. nicht an Schleusen, welche in Verbindung mit einer zu langen Haltung oder einem offenen Wasser

stehen, oder in Verbindung mit einem Kanal, auf welchem der Betrieb nicht gestört werden darf. Soll auch in diesem Falle die Schleuse leer gepumpt werden können, dann verbleibt einmal das Mittel, trotz mäßiger Stärke der Betonsohle in der Schleusenkammer durch Absenkung des Außenwassers oder Grundwasserspiegels unter dem Kammerboden und seitlich der Kammerwände unter Benutzung vorher zu diesem Zweck angelegter Brunnen die erforderliche Sicherheit zu schaffen, oder aber durch die Herstellung einer ausnahmsweise starken Betonsohle.

Aus diesem Grunde haben die Kammern der Doppelschleusen bei Holtenau und Brunsbüttel als Sohle ein Betonbett einmal von 3 und die andere von 4 m erhalten, während die Kammer der Kaiserschleuse zu Bremerhaven, welche nicht leergepumpt zu werden braucht, wie vorn erwähnt, überhaupt kein Betonbett erhalten hat. Die Schleusen am Kaiser-Wilhelm-Kanal, bei denen je zwei Schleusen nebeneinander liegen, sollen nämlich gelegentlich zum Docken, d. h. zur Aufnahme beschädigter Schiffe benutzt werden, welche eine vorläufige Notausbesserung erhalten. Das ist der Grund, weshalb diese Schleusen in Ausnahmefällen leergepumpt werden. Für die Kaiserschleuse in Bremerhaven fiel dieser Grund fort. Dort sind große Trockendocks nahe der Schleuse, hinter derselben, am Hafen hergerichtet.

F. Berechnung und Ausführung der Schleusenwände
(bajoyer d'une écluse, chamber wall).

Alles Mauerwerk über dem Außenwasserstande ist mit seinem vollen Gewichte in Ansatz zu bringen. Bei Bestimmung des Mauergewichtes unter Wasser ist der Auftrieb mit 1000 kg/cbm von dem Gewicht der Raumeinheit in Abzug zu bringen, so daß für Ziegelmauerwerk 900, für Kiesbeton und Bruchsteinmauerwerk 1400 kg/cbm als Abtrieb verbleiben. Bei Bestimmung des Erddrucks ist zu beachten, daß von der Oberfläche bis zum Außenwasserstande *A. W.*, Abb. 235, etwa die Fälle Tafel I, 3, oder VI, Fall *a* oder *b*, der Erddruck-Tabellen[1]) in Frage kommen. Unter dem *A. W.* kommt Tabelle I, Fall 6, in Frage, Unterabteilung 3 mit $\gamma = 1850$ kg und ferner an Stelle von Fall 5 der dortigen Figur, Fall 7, da hydrostatischer Überdruck vorliegt. Der hydrostatische Überdruck ist S. 88 der Erddruck-Tabellen behandelt.

---

1) Erdruck-Tabellen von M. Möller. Verlag von S. Hirzel, Leipzig. Preis 4 M.

Ferner sind hinsichtlich der Standsicherheit die Forderungen S. 121 und 122 der Erddruck-Tabellen zu beachten.

Die Standsicherheit der Schleusenwand kann durch eine Verbindung derselben mit dem Betonfundament gesteigert werden, wie das hier S. 263 und S. 285 für Wehre und Talsperren erörtert ist.

Abb. 236 zeigt die dann bedingte Linienführung der Eiseneinlage *Z*. Es bedeutet *K* die Resultierende aus dem Mauergewicht *G* über Wasser, dem Abtrieb *J* des Mauerkörpers unter Wasser — die Raumeinheit mit $\gamma = 1400$ kg/cbm in Ansatz gebracht —, dem Erddruck *E* für Boden über Wasser (Tabelle VI, Fall *a*—*c* oder Abb. 26, S. 67 und 68 der Erddruck-Tabellen), dem Erddruck *F* unter Wasser (Tabelle I, Fall 5 und 6) und aus dem hydrostatischen Überdruck *W*. Der Teilwert des Erddrucks, Fall 5, ist gemeinsam mit *W* in den Tabellen als Fall 7 behandelt.

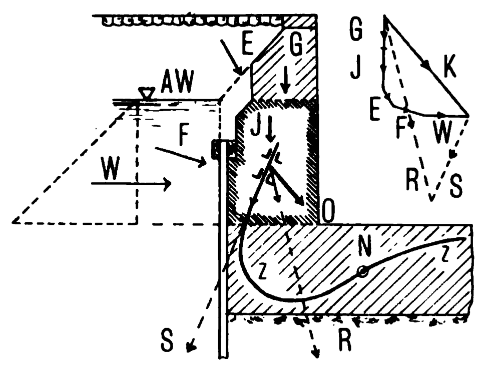


Abb. 236. Eiseneinlage bei vorhandenem Einspannmomente.

Die Eisenspannung *S* muß nun so groß sein, daß sie, mit *K* zusammengesetzt, eine Endresultierende *R* ergibt, welche bei *O* keine zu großen Kantenpressungen mehr erzeugt (vgl. den Kräfteplan). Während die gezogene Faser unter der Wand auf der äußeren Seite derselben links von *O* liegt, befindet sich dieselbe in der Mitte der Kammer auf der oberen Seite der Betonsohle. Rechts von *O*, nach der Kammer zu, liegt ein Momentennullpunkt *N*, in dessen Nähe sich die Eiseneinlage von der unteren nach der oberen Seite des Betonkörpers erstreckt.[1])

Es sei noch bemerkt, daß die Berechnung der Kantenpressung unter alleiniger Beachtung der Kraft *R*, der Resultierenden von *K* und *S*, nach Abb. 52, S. 126 meiner Erddruck-Tabellen erfolgen kann. Dort ist für die Vertikalkomponente von *R* der Buchstabe *V* verwendet.

Eine **Ausführung** der Schleusenwand in Beton und Eisen oder Mauerwerk und Eisen kann sich billiger gestalten als die Massivkonstruktion. Die Standsicherheit wird in solchen Fällen durch Ver-

1) Vgl. ferner Handb. d. Ingw. (4. Aufl.). III, Band 8. S. 26—51.

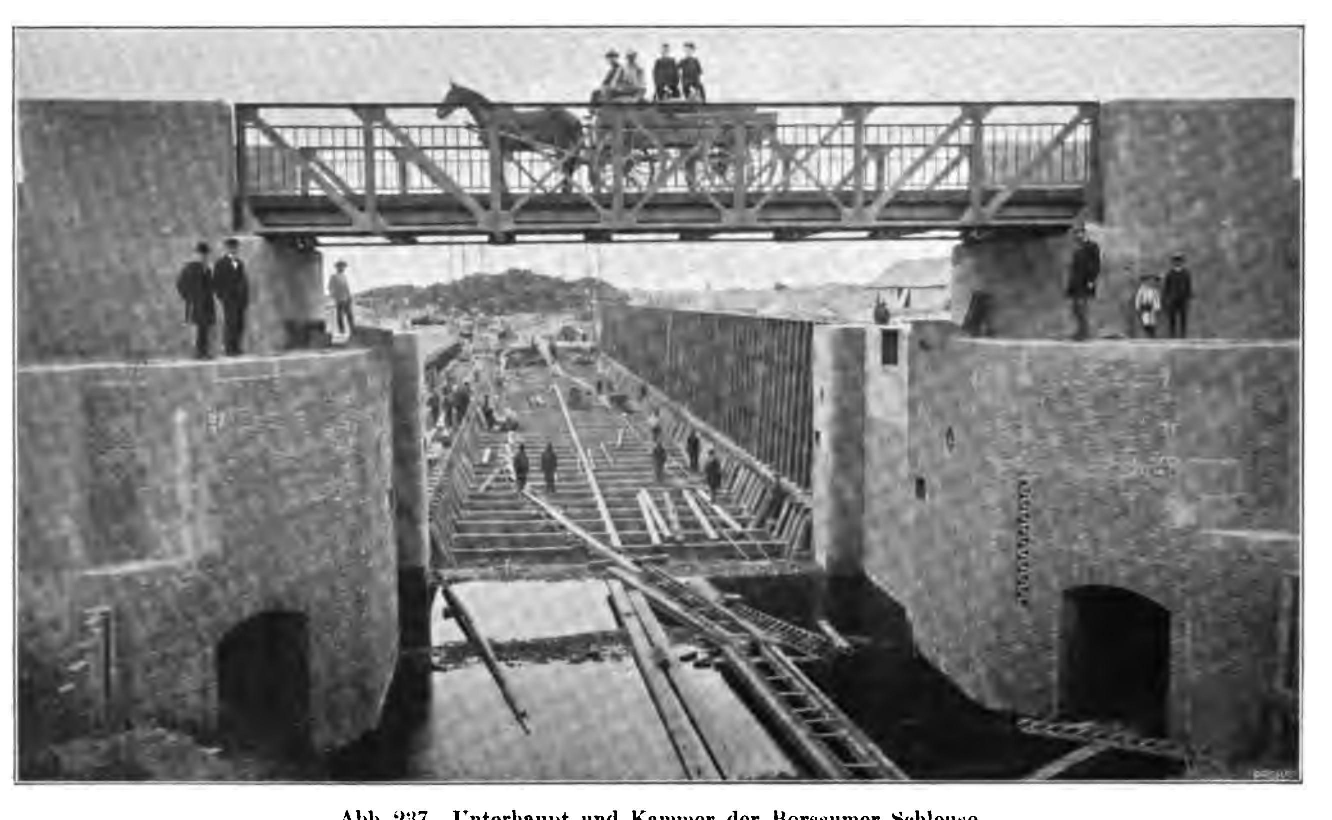


Abb. 237. Unterhaupt und Kammer der Borssumer Schleuse.
Aufnahme von H. Schröder, Emden.

ankerungen erreicht, welche etwa den Ankern hölzerner Schleusenwände nachzubilden sind; vgl. Abb. 237, S. 309 und Abb. 220, S. 292.

Die Kammerwand der Borssumer Schleuse[1]) ist aus I-Eisenständern gebildet, welche bis 1,30 m Höhe durch Mauerwerk von 1,38 m Stärke versteift sind. Darüber ist die Wandfläche zwischen denselben durch Kappengewölbe gebildet.

Noch billiger als der Eisenmassivbau gestaltet sich die Anwendung geböschter Ufer, einfach durch Steinpflaster gegen Abspülung geschützt; vgl. Abb. 238. Über die Kosten solcher Schleusen siehe Band I, S. 277. Die geböschte Kammerwand ist nur dort verwendbar, wo der Unterschied zwischen Ober- und Unterwasser so klein ist, daß die Füllmenge an Wasser nicht zu groß und die Fülldauer nicht zu beträchtlich ausfällt. Auch muß reichlich Wasser vorhanden sein. Wächst doch durch eine Böschung der Ufer zumal bei steigendem Wasser die Breite des Wasserspiegels in der Schleuse bedeutend. Zu den Kosten der Uferbefestigung treten diejenigen hölzerner Laufbrücken; siehe die dargestellte Schleuse zu Hanekenfähr unweit Lingen. Es zweigt dort der Dortmund-Ems-Kanal von der Ems ab, welche oberhalb auf kurzer Strecke durch Aufstau schiffbar gemacht ist. Nahe unterhalb in der Ems liegt das erforderliche Nadelwehr. Die Schleuse Abb. 238 dient zur Aufnahme ganzer Schleppzüge. Ihre Tore sind gewöhnlich offen, so daß der Kanalspiegel die Höhe des gestauten Flußspiegels besitzt. Nur bei ausnahmsweise hohen Emswasserständen werden die Tore geschlossen und die Schleuse zur Überwindung des dann vorhandenen Höhenunterschiedes der Wasserspiegel benutzt.

Es sei noch bemerkt, daß der Boden hinter dem Pflaster durch eindringendes Wasser aufweichen kann. Der Bestand der Böschung ist gefährdet, wenn bei dem hernach eintretenden schnellen Sinken des Wassers der Kammer ein hoher Erddruck, vielleicht noch vermehrt um einen hydrostatischen Überdruck, sich einstellt, vgl. S. 86 bis 92 meiner Erddruck-Tabellen. An Schleusen im unteren Main sind Erfahrungen gewonnen, wie sich dieser Gefahr begegnen läßt. Eine Drainage hinter den Böschungen und die Verbindung des Entwässerungskanals derselben mit dem Unterwasser kann in dieser Hinsicht von Nutzen sein.

---

1) Zeitschr. f. Bauw. 1901; S. 450 und Bl. 50. — Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Bd., S. 57.



Abb. 238. Sperrschleuse am Haneken, Dortmund-Ems-Kanal. Ansicht vom Oberhaupt.
Aufnahme der Bauverwaltung.

G. Umläufe, Leitern, Schiffshalter und Pegel.[1])

(Berechnung der Querschnitte der Umlaufsschützöffnungen siehe weiter hinten L 1.)

Bei kleinen und zumal älteren Schleusen erfolgte die Füllung der Kammer nur durch die verhältnismäßig kleinen in den Toren



Abb. 239 (vgl. auch Abb. 243).
Oldersumer Seeschleuse, Binnenhaupt von der Kammer aus.
Aufnahme der Bauverwaltung.

befindlichen Schützenöffnungen. Um den Vorgang der Füllung zu beschleunigen, legt man außerdem in den Mauern Umläufe an. Abb. 237, S. 309, und Abb. 239 zeigen die Mundöffnung derselben.

Abb. 240 gibt in Aufsicht und Horizontalschnitt einen Um-

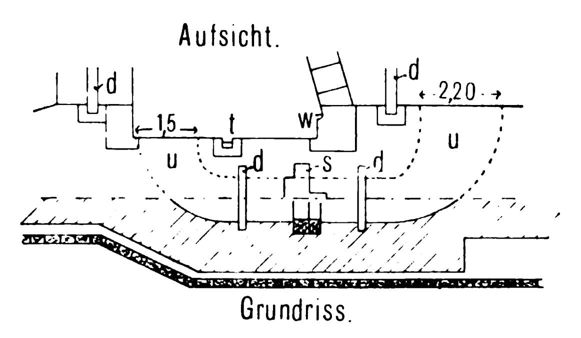


Abb. 240. Umlauf.

1) Einfahrten nebst Zubehör (Cabstans, Spills), Flügel, Dammfalze, Treppen: Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 107.



Abb. 241 (vgl. auch Abb. 239). Schleuse bei Hesselte, Dortmund-Ems-Kanal. Ansicht gegen das Oberhaupt.
Aufnahme der Bauverwaltung.

lauf *U*, welcher die Torkammer mit dem Raum hinter der Schleuse verbindet. Die Austrittsöffnung ist breit angelegt, damit der austretende Strom nicht zu stark und den Schiffen nachteilig ist. Ein Einsteigeschacht *S* führt zum Schütz hinab. Bei Reparaturen am Schütz werden in den Falzen *d* zu beiden Seiten von *S* Tafeln herabgelassen und der Raum dazwischen leer gepumpt. Auch vor und hinter der Torkammer sind Falze *d* zum Herablassen von Dammbalken angebracht, als Fangedamm zu benutzen für den Fall, daß am Tor Reparaturen vorgenommen werden sollen, welche ein Leerpumpen der Torkammer erforderlich machen. Die Leiter *t* führt bis auf Niedrigwasserhöhe hinab (Abb. 241, S. 313). Die Wendenische *W* ist in der Abbildung zu klein gezeichnet. Der Abstand zwischen Wendenischenkante und Torkammerwand beträgt nur etwa 10 cm.

Später führte man den Umlaufkanal in der ganzen Schleusenwand entlang. Er erhielt eine Reihe von Austrittsöffnungen[1]), damit die Wasserbewegung in der Kammer bei Austritt des Wassers verteilt und gemäßigt werde; vgl. Abb. 226 und die Hotopp-Schleuse Abb. 269. Die kleinen Austrittsöffnungen, deren Querschnitt zusammen $1^1/_4$ bis $1^1/_2$ desjenigen des Hauptkanales erreicht, sind in den Kammerwänden meistens einander gegenüberliegend angeordnet. Es ist besser, dieselben gegeneinander zu versetzen, da sich im letzteren Fall eine Strömung entwickelt, welche das Schiff von der Kammerwand fernhält, während das Fahrzeug nach einer Seite drängt, wenn sich die Strömungen in der Kammerachse unter dem Schiffsboden treffen und dort mit Gewalt emporsteigen.

Abb. 241 zeigt das Innere einer Kammer mit Steigeleitern und Schiffshaltern, kleineren in den Wänden zum Befestigen von Booten und zum Halt für die Schifferhaken und größeren, sogenannten Pollern, zum Vertauen der Fahrzeuge.

Außerhalb der Kammer werden Pegel angebracht, welche zum Ablesen der Ober- und Unterwasserstände dienen, vgl. Abb. 237, S. 309.

H. Die Flügel (ailes; wing-walls) der Schleuse.

Die Flügel bilden den Stirnabschluß; sie vermitteln auch den Übergang zwischen Kammerwand- und Geländehöhe. An dem Unterhaupt, d. h. am Hinterboden, führt bisweilen eine Brücke über die Schleuse. Es ist alsdann der Leinpfad unter dieser durchzuführen und am Flügel fortzusetzen; vgl. Abb. 237, S. 309.

1) Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 435.

Abb. 242 zeigt die Flügelmauern einer Hafenschleuse, welche im Zuge eines Seedeiches liegt. Das niedrige Tor, dasjenige, welches im Hafen das Wasser zurückhält (Ebbetor), zeigt sich hier in der Ansicht. Dahinter befindet sich außen das geöffnete Hochwassertorpaar.

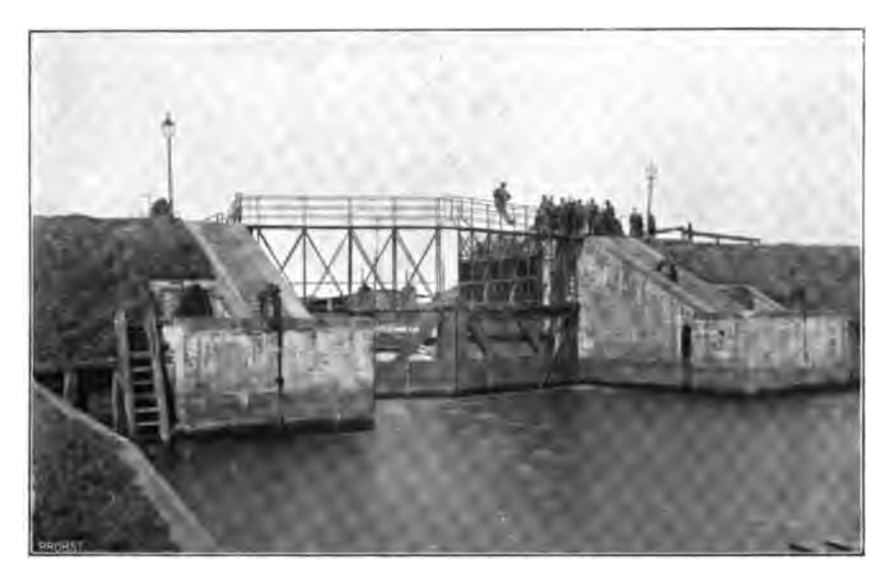


Abb. 242. Hafenschleuse bei Glückstadt.
Aufnahme eines Studierenden 1897.

An die massiven Flügel schließen sich im vorliegenden Fall hölzerne Bohlwände, oft auch windschiefe, mit Pflaster oder Mauerwerk abgedeckte Böschungen, welche den Übergang zu dem gewöhnlichen Ufer bilden.

J. Schleusentore.[1])

1. Einfache und doppelte Torpaare.

Die einfache Kanalschleuse, welche eine obere mit einer unteren Haltung verbindet, bedarf an jedem Haupt nur eines Torpaares. An Schleusen hingegen, welche die Verbindung mit einem Fluß oder der See herstellen, sind mindestens am Außenhaupt zwei Torpaare

1) Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 118. — Landsberg, Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen (Berechnungen). Handb. d. Ingw.-Fortschritte, Heft III. Verlag W. Engelmann, Leipzig. M. 5,—.



Abb. 243 (vgl. auch Abb. 239, S. 312). Oldersumer Seeschleuse. Dortmund-Ems-Kanal. Außenhaupt von der Kammer aus.

Aufnahme von H. Schröder, Emden.

erforderlich, deren Drempelspitzen nach entgegengesetzten Richtungen weisen; vgl. Abb. 243. Von diesen ist für gewöhnlich das dem Binnenwasser zugekehrte Torpaar mit dem gleichgerichteten Torpaar des Binnenhauptes in Benutzung, während das äußere Torpaar am Außenhaupt dauernd geöffnet bleibt. Es wird nur ausnahmsweise geschlossen, wenn der Außenwasserstand im Fluß oder in der See so steigt, daß er höher wird als der Binnenwasserstand.

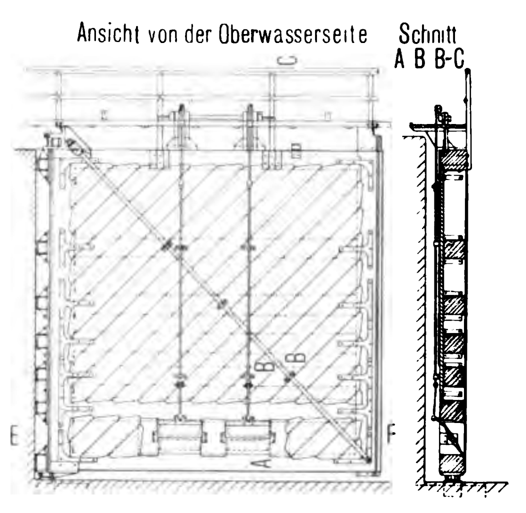


Abb. 244. Das hölzerne Stemmtor.

Für gewöhnlich ist ein Torpaar ganz offen. Aber auch das andere Schleusenhaupt, das Binnenhaupt, erhält solche doppelte Torpaare in dem Sonderfall, wenn bei jedem Wasserstande geschleust werden soll.

2. Das hölzerne Stemmtor.

Stemmtor (porte busquée; mitre-gate, cheek-gate).

Abb. 244 und 245 zeigen die Bauart hölzerner Tore (Torflügel), welche bis zu Schleusenbreiten, wie sie bei größeren Binnenschiffahrtskanälen vorkommen, aber nur bei einem Schleusengefälle bis zu $3^1/_2$ m, Verwendung finden.

Man unterscheidet an jedem Tor die Wendesäule und die Schlagsäule, den Oberrahmen und Unterrahmen oder

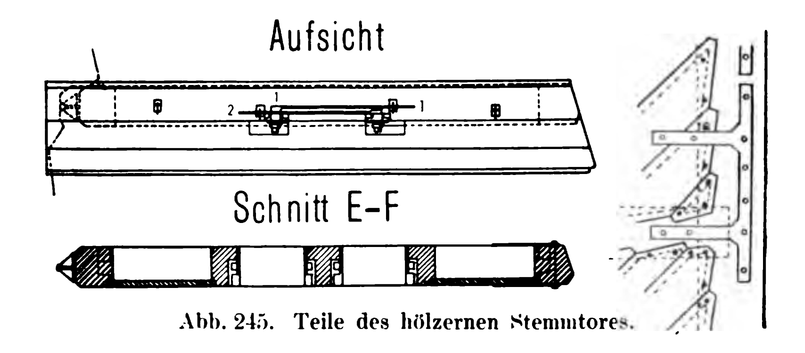


Abb. 245. Teile des hölzernen Stemmtores.



Abb. 246. Zweites Schleusen-Unterhaupt der Haltung Okriftel des kanalisierten Mains.
Aufnahme von G. F. Fay, Frankfurt a. M.

Ober- und Untertramen oder Ober- und Unterriegel, die Riegel, die Strebe (verstärkte Schrägbohle), die Zugstange und die Lager an der Wendesäule.

Abb. 246 zeigt die Aufrichtung eines großen, hölzernen Schleusentores, dessen Herstellung eben vollendet ist. Es soll nun in seine Lager eingesetzt werden.

Abb. 247 zeigt im Höhenschnitt und Grundriß das obere, sogenannte Halslager, welches verstellbar eingerichtet ist, so daß bei einer kleinen Bewegung der Mauer oder einer Senkung der Schlagsäule des Tores dieses sich noch über dem Boden frei bewegt und gut dichtet. Das Anziehen und Aufrichten eines nach vorn herüberhängenden Tores erfolgt durch Drehung der Stellschraube *S*, deren schwarz gezeichnete Mutter mit dem Anker *A* und der Ankerplatte *P* in fester Verbindung ist. Die Stellschraube *S*,

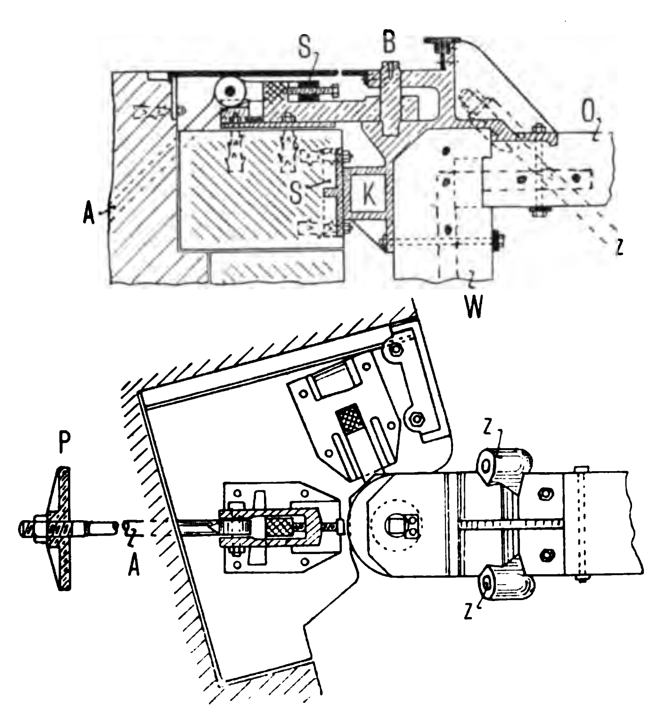


Abb. 247. Das Halslager.

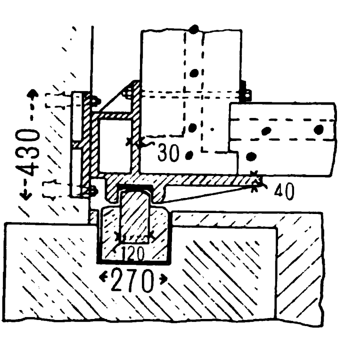
hier zu schwach gezeichnet, drückt bei deren Drehung den Gußkörper nach hinten, von letzterem ist im Grundriß nur die kreuzschraffierte Nase gezeichnet. Die Platte fehlt da. Bevor jene Einstellung beabsichtigt ist, muß ein hinter der bezeichneten Nase vorhandener Keil gelockert werden.

Der Druck von Ober- und Unterrahmen wie von den Riegeln wird hier durch gußeiserne Knaggen *K* auf Eisenschalen *S* übertragen. Statt der einzelnen Schalen ist an der oberen Oder von Mohr auch eine zusammenhängende Auskleidung aus Gußstahl ver-

wendet, welche in der Fabrik, mit Schrauben zusammengesetzt, im ganzen gerade gehobelt wurde.

Der Drehbolzen *B* besitzt zwei Lager; er fällt daher schwächer aus und leistet mithin weniger Reibungswiderstand als ein einseitig befestigter Zapfen. Der Bolzen wird erst eingesetzt, wenn das Tor in seine richtige Lage gerückt ist; er kann zu jeder Zeit mittels Schlüssel und Fußschraube wieder herausgezogen werden. Die im Grundriß, angedeuteten seitlichen Ansätze dienen zur Aufnahme der Zugstangen *Z*, welche das Sacken der Schlagsäule verhindern sollen.

Abb. 248 zeigt das Zapfenlager (femelle, plumber-block) am Fuß der Wendesäule. Der Zapfen und die schwarz gezeichnete Lagerplatte sind aus Stahl hergestellt.



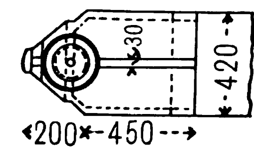


Abb. 248. Das Spurlager.

Die Lager sind aus weichem Gußeisen anzufertigen. Rotmetall ist nicht verwendbar, da dasselbe, zumal im Seewasser, schnell durch die Entstehung elektrischer Ströme zerstört wird. Über diese Ströme sind an der Wasserbauinspektion Husum Untersuchungen angestellt. Im Schiffbau erhalten Körper aus Rotguß, welche unter Wasser mit Eisen in Berührung gelangen, aus genanntem Grunde einen Gummiüberzug.

3. Das Tor aus Holz und Eisen.

Da Holz unter Wasser sich lange gesund erhält, ist unter Wasser auch für Schleusentore Holz ein geeignetes Material. Darüber, im Bereich des wechselnden Wasserstandes, wo Holz leicht fault, ist Eisen vorzuziehen, welches sich über Niedrigwasser durch Anstrich schützen läßt, hingegen unter Niedrigwasser vergänglich ist. Es sind daher in letzteren Jahren Versuche mit Toren, aus Holz- und Eisenmaterial zusammengesetzt, gemacht; vgl. z. B. die neue Reiherstiegsperrschleuse der Wasserbauinspektion Harburg.

4. Das eiserne Riegeltor.

Bei dem Übergang von Holz zu Eisen ahmte man zunächst die alte Konstruktion in dem nun anderen Material einfach nach. Bald traten Vertikalverbindungen hinzu, welche an den oben schwächer beanspruchten Riegeln, dem Oberrahmen und dem am Drempel an-

liegenden Unterrahmen ein Auflager finden und die anderen, am stärksten vom Wasserdruck getroffenen Riegel entlasten; vgl. Abb. 249.

Die Dichtung wird bei eisernen Toren durch Holzleisten erreicht, welche am Tor befestigt sind und in der Wendenische sowie am Drempel anliegen.

Das große Gewicht eiserner Tore veranlaßte den Bau schwimmender Tore, welche, mit Hohlraum versehen, im Wasser fast schwimmen und daher leichter beweglich sind; vgl. Abb. 250 und 251, Tore der Brunsbütteler Schleuse.[1]) Ein Einsteigeschacht *E*,



Abb. 249. Eisernes Stemmtor am Unterhaupt der Schleuse im Verbindungskanal zur Eider bei Rendsburg. Eigene Aufnahme.

seitlich durch wasserdichte Wände vom übrigen Hohlraum abgegrenzt, führt bis auf die Sohle des Tores. Von diesem Schacht aus sind die einzelnen Räume durch verschließbare Mannlöcher zugänglich. *L* sind Luftkammern; die Kammern *K* können mit Wasser gefüllt, aber unter Benutzung vorhandener Rohrleitungen auch leer gepumpt werden. Das hier dargestellte Tor wird so, als Schiffsgefäß schwimmend, bei einer erforderlichen Reparatur nach einem Trockendock

1) Zeitschr. für Bauwesen. Jahrg. 1898, Blatt 27. Beschreibung der Bauten des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

gefahren. Die Sohle des unteren Hohlraumes ist durch Beton ausgeglichen, welcher als Ballast dient, die Stabilität erhöht und zugleich das Eisen vor Rostbildung schützt. Derartige Tore werden nur für große Seeschleusen verwendet.

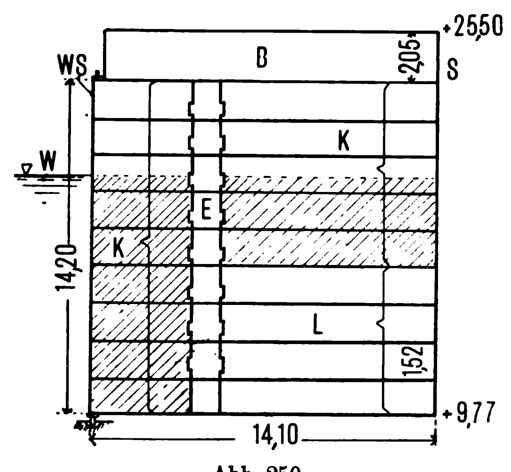


Abb. 250.
Schwimmtor der Schleuse zu Brunsbüttel.

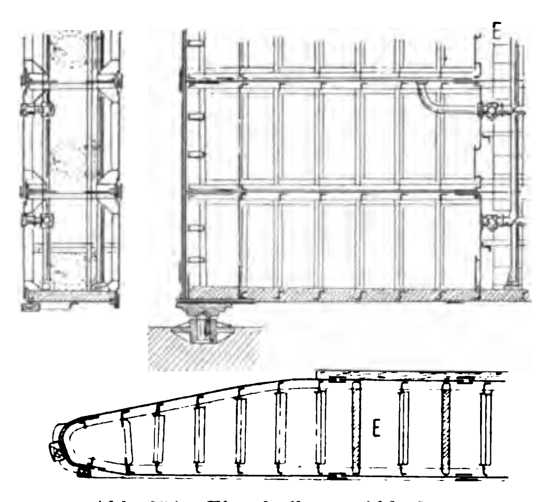


Abb. 251. Einzelteile zu Abb. 250.

5. Das Tor mit gekreuzten Diagonalen und bogenförmiger Blechhaut.

Die Stärken, welche für eiserne Tore erforderlich sind, fallen im Vergleich zum Holz so gering aus, daß ein eisernes Tor weniger steif ist, es wird leichter windschief. Das kann durch die Anwendung gekreuzter, steifer Diagonalen vermieden werden. Die beiden Eckpunkte des Tores der Wendesäule bilden mit einem Endpunkte der Schlagsäule eine Ebene, in dieser liegt auch die verbindende Diagonale, mithin auch die Mitte der anderen Diagonale und ihr Endpunkt, so daß auch der andere Endpunkt dieser zweiten Diagonale, d. h. der vierte Eckpunkt, in dieselbe Ebene fällt, sofern die Diagonalen sich nicht verbiegen, was durch ihre steife Bauweise verhindert ist. Abb. 252 zeigt das erste Beispiel einer Anwendung gekreuzter, steifer Diagonalen. Im Hintergrunde ist der Schleusenfangedamm zu sehen, welcher die Baugrube abschließt, im Vordergrunde das Saugerohr der Pumpe zur Entleerung der Baugrube.

Abb. 253 zeigt die sehr hohen Tore der **Sparschleuse bei Münster** mit gekreuzten, steifen Diagonalen. Die Mauerhöhe der Kammern beträgt 9,70 m. Trotz des großen Gefälles von 6,2 m ist der Wasserverbrauch hier nur mäßig groß, da Sparbecken verwendet werden, vgl. Band I, Abb. 263, S. 271 und hier Abschnitt L.

Die Blechhaut ist hier bogenförmig. Der Wasserdruck wird durch Gewölbespannungen aufgenommen, welche in der Blechhaut durch die Stemmwirkung entstehen; siehe hier S. 333.



Abb. 252. Schleusenbau am Mühlendamm zu Berlin.
Aufnahme von Bartels, Berlin, Oranienstr. 81 u. 82.

6. Das Klapptor (porte à trappe, drop gate oder **trap-gate).**

Bei Schleusen mit kleiner Wassertiefe über dem Vorboden und erheblicher Breite tritt eine Verminderung der Schleusenlänge und damit auch der Kosten durch die Wahl einer Klappe *K* mit unterer horizontaler Achse gegenüber Stemmtoren ein. Diese Bauweise ist zuerst in Amerika und von Mohr hernach in Deutschland an der kanalisierten Spree verwendet; vgl. Abb. 254. Der Zulauf *D* zur Schleusenkammer befindet sich dort im Vorboden. Drehschützen (vgl. auch Abb. 263) sind daselbst angewendet, welche mit Hilfe hydraulischen Druckes, vgl. Zylinder *C* (Abb. 254) oder durch Hand mit Hilfe eines Hebels bewegt werden können. Das Tor wird durch



Abb. 253. Sparschleuse bei Münster, Ansicht vom Unterwasser. Aufnahme der Bauverwaltung.

eine Kette ohne Ende aufgerichtet und niedergelegt. Eine Spannrolle mit Gegengewicht G hält sie straff.

7. Das Schiebe- oder Rolltor (porte roulante, sliding gate).

Stemmtore bedingen eine Verlängerung des Schleusenbauwerkes um die Länge des Torflügels. Das veranlaßt bei Schleusen großer Breite erhebliche Mehrkosten. Kürzer wird das Bauwerk bei Benutzung von Schiebetoren. Diese vermögen nach zwei Seiten zu dichten. Ein einzelnes Schiebetor ersetzt daher an der See im Bereich wechselnder Außenwasserstände das Flut- wie das Ebbetorpaar, so daß dann fast die Länge von zwei Torkammern erspart wird.

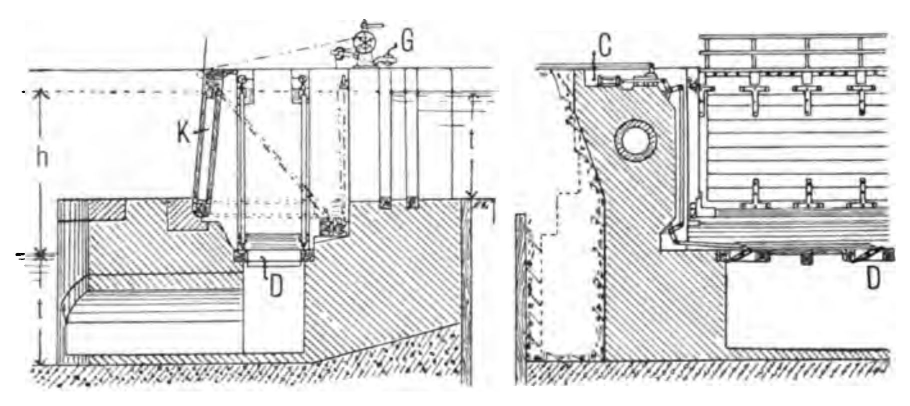


Abb. 254. Klapptor am Oberhaupt von Kanalschleusen; siehe S. 323.

Das Schiebetor hängt entweder oben an Rollen, oder es ist unten gestützt. Eine Führung oben ist an der Billhörnerschleuse bei Hamburg benutzt. Die Schienen, an welchen das Tor mit Rollen hängt, sind an einer festen Brücke angebracht, deren Unterkante den dort verkehrenden Binnenschiffen hinreichend freie Durchfahrt gestattet. Diese Art der Aufhängung ist auch an der Reiherstiegsperrschleuse bei Harburg angewendet. Dort treten oben und unten noch Führungsrollen mit vertikaler Achse hinzu, welche in der Sohlennische unten fest gelagert, oben aber am Tor befestigt sind und sich mit diesem bewegen. Die seitliche Führung durch Rollen erschwert aber die Erzielung eines wasserdichten Abschlusses, welcher in diesem Sonderfall zwar nicht gefordert wird.

Am Reiherstieg ist eine der beiden, dort vorhandenen Schleusen für die erforderliche Aufhängung mit fester Brücke versehen, so daß nur Schiffe begrenzter Höhe durch sie fahren können. Die andere,

daneben liegende Schleuse hat als Tragkonstruktion eine Drehbrücke erhalten. Das Schiebetor hängt im geschlossenen Zustande an der Drehbrücke, geöffnet an den Tragschienen der Tornische; es steht dann nicht in Verbindung mit der Drehbrücke, welche nun ausgeschwenkt werden kann, so daß sich auch hochgebaute Fahrzeuge oder Schiffe mit Masten dort schleusen lassen. Das Schiebetor ist in diesem Fall nicht geteilt; es befindet sich im geöffneten Zustande in einer Nische, welche, dem Drehpfeiler gegenüber, in das andere Ufer eingebaut ist.

An Schiebetoren großer Seeschleusen[1]) muß die Brücke und mithin die obere Führung fortfallen. Hier sind die Vorrichtungen zu gleitender oder rollender Bewegung unter Wasser anzubringen.

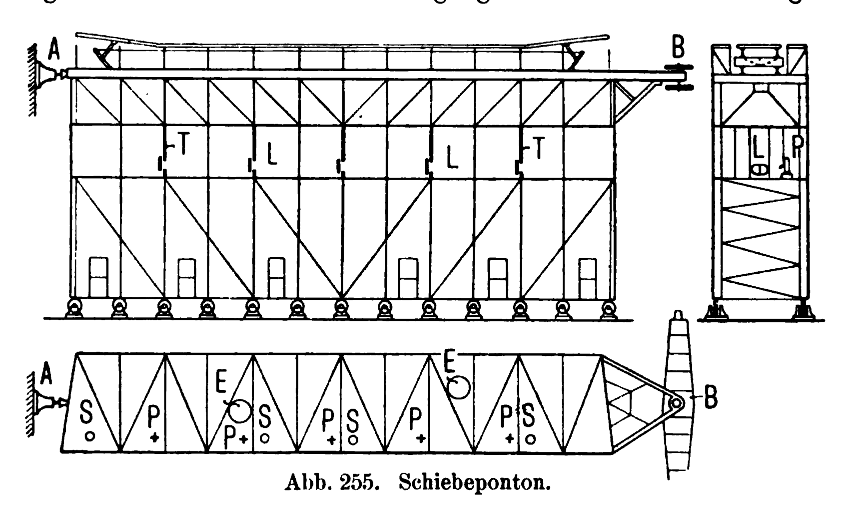


Abb. 255. Schiebeponton.

Der Bewegungswiderstand erhöht sich jedoch dadurch, und weil nun weiter diese Schleusen und ihre Tore sehr groß sind, sucht man für sie den Vertikaldruck zu vermindern. Das wird durch den Einbau von Schwimmkästen, d. h. von Luftkästen erreicht.

Als Beispiel möge hier das Schiebetor oder Schiebeponton der zurzeit größten Schleuse der Welt, der Kaiserschleuse in Bremerhaven[2]), besprochen sein; vgl. Abb. 255—258. Es besteht

---

1) Über Abmessungen und Tiefgang der Seeschiffe siehe hier im 5. Abschnitt die Fußnote zu II. Seehäfen.

2) Rudloff. Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen. Zeitschr. d. Archit.- und Ing.-Ver. zu Hannover, 1900, S. 633, Bl. 12—19 und 1902, S. 129, 271, 479, 607 und Bl. 5—10; ferner Inhaltsverzeichnis dazu 1902, S. 634; auch im Sonderabdruck erschienen, Verlag von Gebr. Jänecke, Hannover.

aus zwei dichten Wänden, die gegeneinander durch Netzwerk versteift sind. Das Ponton besitzt mit Ausnahme der Endabschlüsse und der Teilungswände T von der Luftkammer L keine Querwände. Es verdrängt bei seiner Bewegung also nur wenig Wasser und bietet mithin nur mäßigen Bewegungswiderstand, um so mehr, als der größere

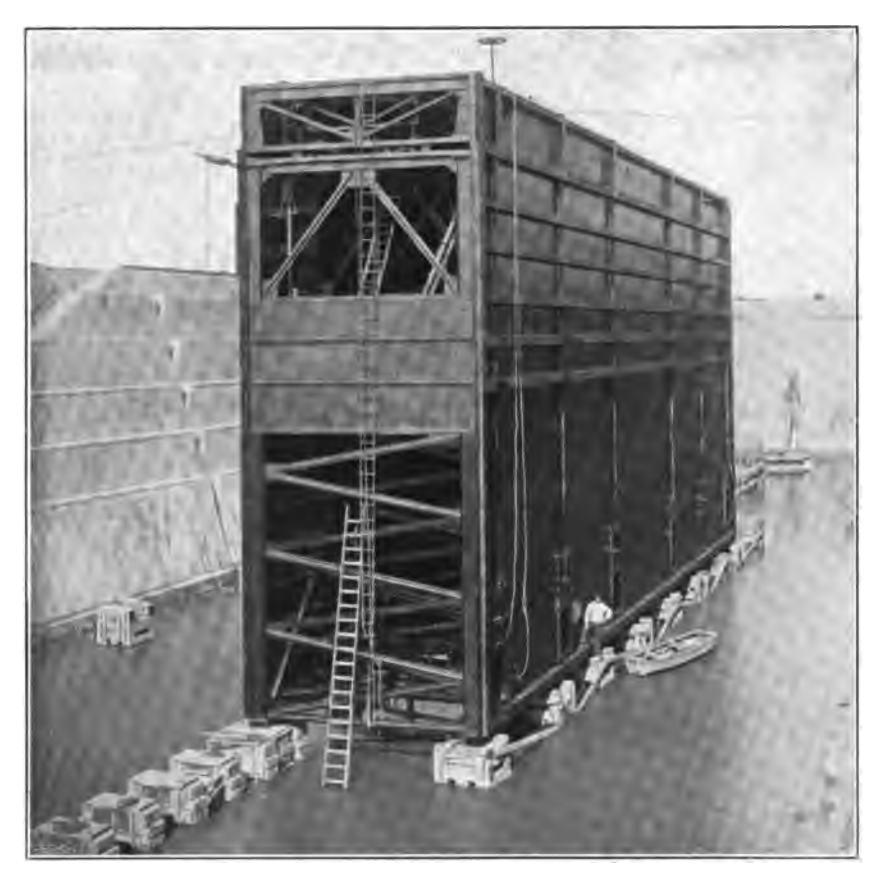


Abb. 256. Das Schiebeponton im Trockendock.

Abb. 256 bis 258 sind Aufnahmen der Hafenbauinspektion Bremerhaven.

Teil seines Gewichtes durch den Auftrieb der Luftkammer aufgehoben ist. Die Luftkammer ist durch einen Einsteigeschacht E von oben zugänglich. Bei ganz entleerter Kammer schwimmt das Tor. Es kann dann in das benachbarte Trockendock gefahren und dort gereinigt, neu gestrichen oder repariert werden, vgl. Abb. 256. Peilröhren gestatten die Messung des Wasserstandes in der Luftkammer.

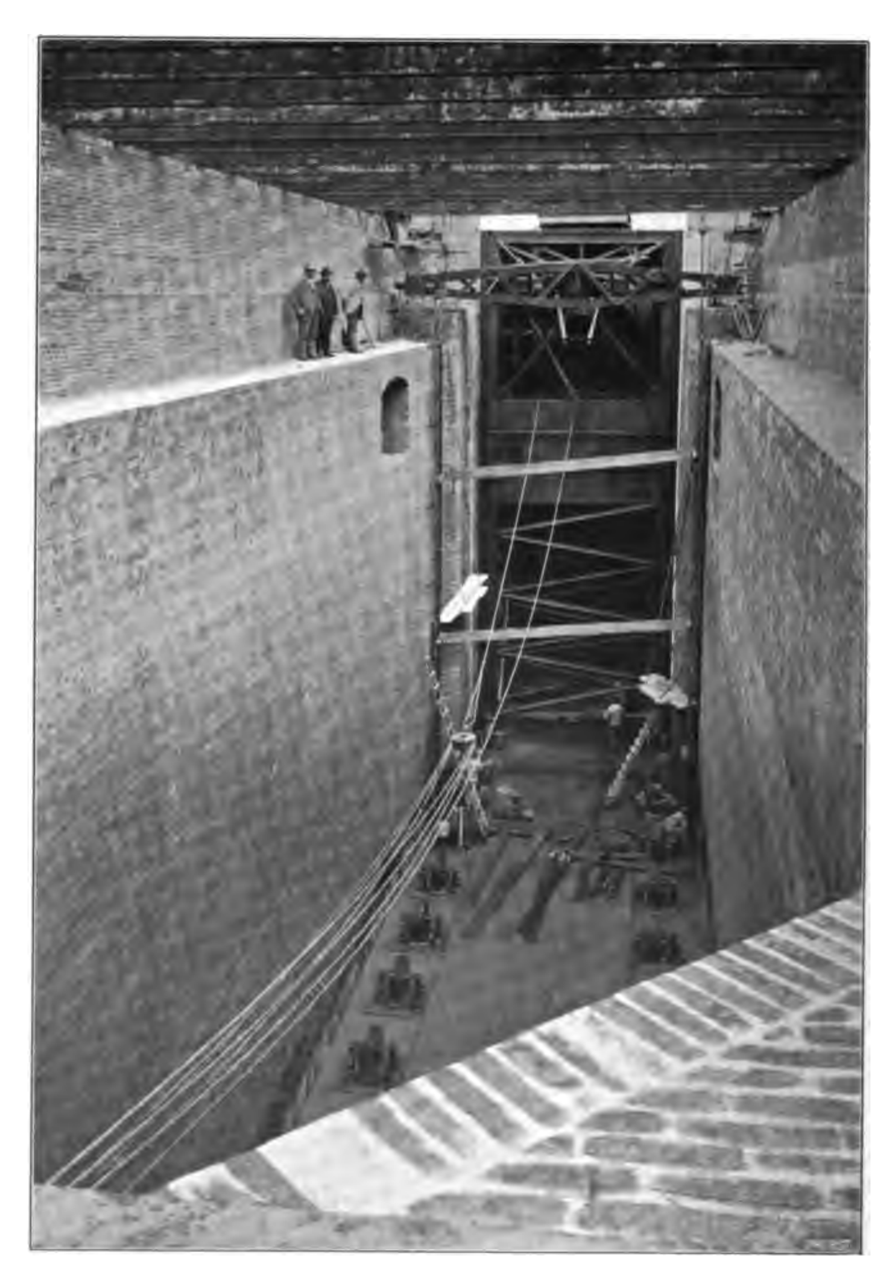


Abb. 257. Nische des Schiebepontons.

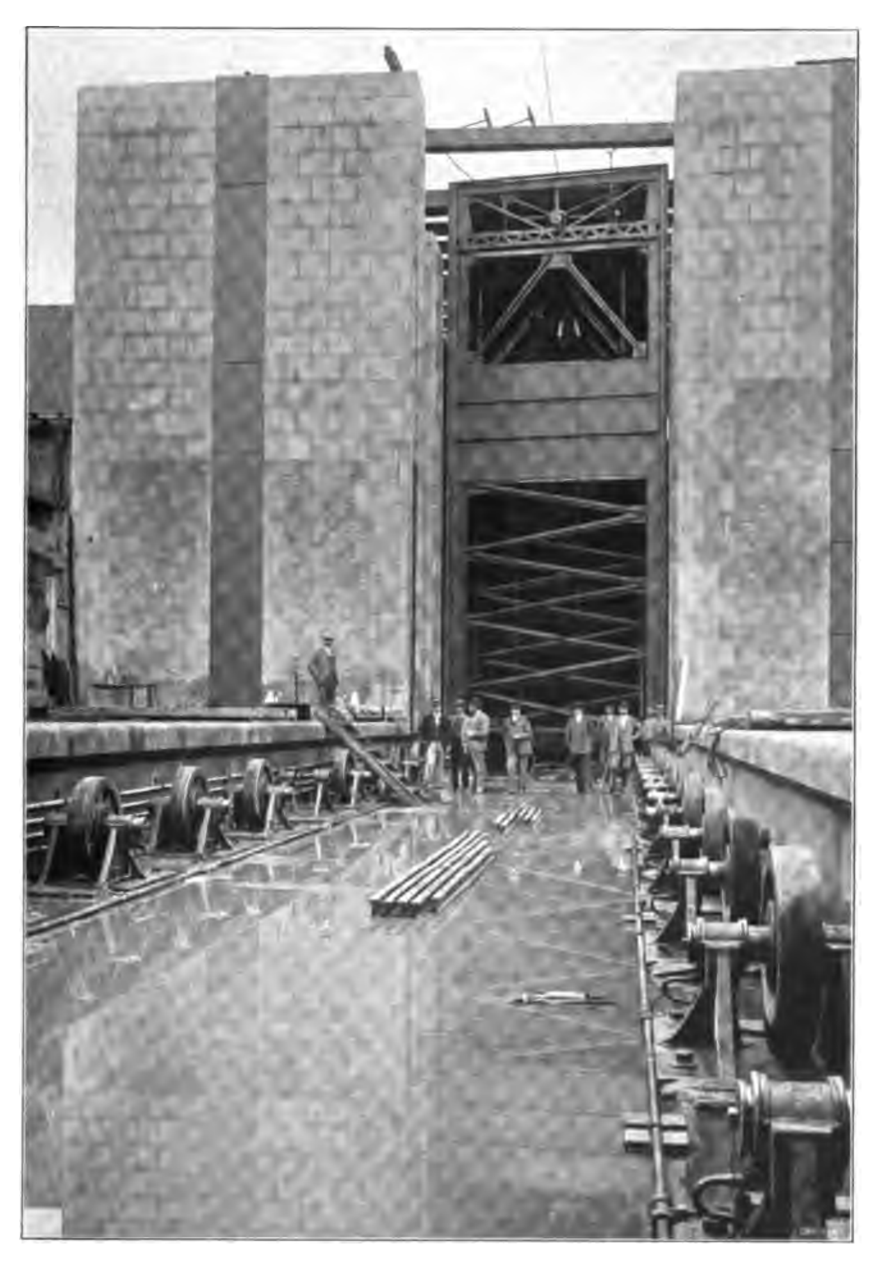


Abb. 258. Der Drempel am Unterhaupt der Kaiserschleuse.

Um die drehende Bewegung bei dem Ausfahren des Pontons zu ermöglichen, sind dessen Endabschlüsse schräge gestaltet. Die Abschlußlinie bildet den Bogen eines Kreises, dessen Radius der Länge der Diagonale des Pontongrundrisses entspricht. Die Enden der Laufbrücke sind als Klappen hergerichtet; sie schließen in gehobenem Zustande an die Maueroberkante an, gesenkt lassen sie sich unter die Abdeckung der Tornische schieben.

Je nachdem das Wasser außen in der Kammer oder im Hafen höher steht, dient die eine oder andere Blechwand im Verein mit ihren hölzernen, an den Seiten und unten angebrachten Dichtungsleisten zum Verschluß des Schleusenhauptes.

In Abb. 255, S. 326, bedeutet *S* ein Saugerohr, *P* eine Pumpe, *A* einen federnden Anschlag, *B* den Balancier, welcher zentrisch angreift, während an seinen Enden befestigte, hydraulisch bewegte Ketten seitlich an den Mauern der Tornische sich befinden und da über Rollen laufen; vgl. Abb. 257.

Abb. 257 gibt einen Blick auf die landwärts gekehrte Stirnfläche des vorgeschobenen, das Binnenhaupt verschließenden Tores. Die Kettenrollen sind noch nicht aufgestellt; sie werden beiderseits auf der ganzen Länge der Wände dort noch angebracht, wo in der Abbildung die Personen stehen. Abb. 257 zeigt also das Innere der Nische, in welche das Tor bei Öffnung des Unterhauptes tritt. Die seitlichen Öffnungen in den Mauern dienen zur Erzeugung eines Spülstromes und zum Abtreiben von Eis, welches sich aber in der gedeckten Kammer ohnehin nicht stark bildet.

Die Rollen, auf welchen unten das Tor läuft, sind zu beiden Seiten in der Tornische und in der Torkammer der Schleuse (vgl. Abb. 258) angebracht und fest gelagert. Eine Auswechselung der Rollen geschieht durch einen Taucher.

Die Füllung der Schleusenkammer erfolgt durch Umläufe. In einer der Schiebetorwände, derjenigen gegen die Kammer hin, sind außerdem Schützöffnungen angebracht, sie dienen zugleich zum Spülen der Torkammer bei niedrigem Außenwasser.

Abb. 258 gewährt einen Blick auf einen Teil des Unterhauptes. Die Rollen sind da versenkt aufgestellt. Die Schmierung der Rollenlager erfolgt unter Druck durch die in der Abbildung zu erkennenden Schmierölrohre. Links und rechts zeigen sich die sauber bearbeiteten Anschlagflächen der beiden Drempel aus Werkstein, von denen der eine bei hohem, der andere bei niedrigem Außenwasserstande in Benutzung tritt. Das Tor ist auf Abb. 258 in seine Nische zurückgeschoben, das Schleusenhaupt ist jetzt offen. Links und rechts sind Dammbalkenfalze angebracht, welche zurzeit durch eine Ab-

schlußtafel verdeckt sind, um Beschädigungen der Mauerkanten oder auch vorspringender Teile verkehrender Schiffe zu verhüten. Bei einer größeren Reparatur sind die Dammbalken einzubauen und der Raum zwischen ihnen leer zu pumpen.

Das hier beschriebene Schwimmtor bildet die eine Verschlußvorrichtung der Kaiserschleuse in Bremerhaven, und zwar diejenige am Binnenhaupt; vgl. Abb. 339 unter Häfen.

Am Außenhaupt sind Stemmtore verwendet mit hydraulischem Antrieb, und zwar mit direkt wirkendem Kolben. Außerdem können die Tore auch im Notfall durch Hand bewegt werden. Die Tore am Außenhaupt müssen bisweilen schon geöffnet werden, bevor sich die Wasserspiegel außen und innen ganz ausgeglichen haben. In solchen Fällen ist das Stemmtor leichter zu bedienen als das Schiebetor, welches bei Beginn des Öffnens, wenn es am einen Ende den seitlichen Anschlag schon verliert, durch einseitigen Überdruck der Gefahr des Umwerfens oder Eckens ausgesetzt ist.

Die neuen großen Schleusen in Wilhelmshaven erhalten aber doch am Außen- und Binnenhaupt Schiebetore. Sie werden aber nicht auf fest gelagerten Rollen laufen, sondern wie ein Wagen Räder erhalten und auf versenkten Schienen sich bewegen.

Weit einfacher gestaltet sich die Anlage, wenn anstatt der rollenden die gleitende Bewegung gewählt werden kann. Das ist an den Schiebetoren oder Schiebepontons der Schleuse zu Mariensiel unweit Wilhelmshaven geschehen. Das Tor ist im Querschnitt unten keilförmig, d. h. auf Kiel gebaut, und unten mit einer schmalen, eisernen Gleitplatte versehen. Die Gleitbahn ist aus polierten Granitquadern gebildet. Diese im Betriebe sehr sichere Führung konnte hier im Sonderfall gewählt werden, weil nur ein kleiner Auflagerdruck zugelassen und dauernd gesichert ist, da an der Schleuse zu Mariensiel nur geringfügige Unterschiede in den Wasserständen vorkommen. Es verbindet diese Schleuse den Ems-Jade-Kanal mit dem Dockhafen zu Wilhelmshaven, dessen Wasserstand angenähert immer auf gleicher Höhe gehalten wird.

8. Berechnung der Tore.

a) *Klapptore (portes à trappe, drop-gates, trap-gates).*

Bei Klapptoren werden die Hölzer nur auf Biegung beansprucht. Die Berechnung ist da eine einfache. Es kommt nur die umstehend ermittelte Biegungsbeanspruchung S' in Frage.

b) *Stemmtore (portes busquées, cheek-gates).*

An Stemmtoren[1]) tritt zu den Biegungsspannungen S' noch eine Druckspannung S'' hinzu, deren Summe einen erlaubten Betrag nicht überschreiten darf. Es soll sein $S = S' + S'' < 75$ kg/qcm bei Kiefernholz und < 90 kg/qcm bei Eichenholz.

Es beträgt der Druck gegen einen Riegel $P = 1000\, s \cdot f$ kg. Hierin bedeutet f die Größe der für den einen Riegel in Betracht kommenden Druckfläche des Schleusentores in qm und s die mittlere, für sie in Frage kommende Druckhöhe, ausgedrückt in m.

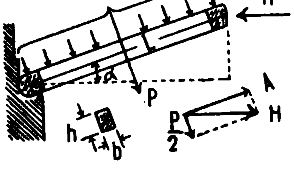


Abb. 259. Angreifende Kräfte am Stemmtor.

Durch eine einfache Zerlegung der Kräfte ergibt sich eine Stemmkraft

$$A = \frac{P}{2} \cdot \frac{1}{\operatorname{tang} \alpha}.$$

Stemmkraft A und Auflagerdruck $P/2$ ergeben an Ort des Anschlags zusammen eine Horizontalkraft H, welche ihr Auflager am anderen Riegel findet. Die Abmessungen des Riegelquerschnittes sind b und h.

Das Biegungsmoment beträgt, weil P ein gleichmäßig verteilter Druck ist:

$$M = \frac{P\,l}{8}.$$

Das widerstehende Moment ist

$$M = \frac{b\,h^2}{6}\,S'.$$

Mithin

$$S' = \frac{6}{8}\,\frac{P\,l}{b\,h^2} \text{ kg/qcm}$$

(l, b und h in cm auszudrücken).

Für den Fall, daß die Stemmkraft durch die Mitte des Querschnittes geht, berechnet sich die Druckspannung S'' zu:

$S'' = \frac{A}{b\,h}$ oder für A den vorn bezeichneten Wert eingesetzt:

$$S'' = \frac{P}{2 \cdot b\,h \operatorname{tang} \alpha} \text{ kg/qcm}$$

(b und h in cm auszudrücken).

---

1) Landsberg: Die eisernen Stemmtore der Schiffsschleusen; s. hier S. 315.

Beispiel: Ein Riegel liegt mit seiner Mittellinie 3 m unter dem Oberwasser und 0,5 m unter dem Unterwasser. Der Überdruck entspricht also $s = 3 - 0{,}5 = 2{,}5$ m. Die Riegellänge sei $l = 4$ m, die Feldbreite 0,9 m und tang $\alpha = \frac{2}{5}$, die vertikale Abmessung des Riegels $b = 30$ cm und die Riegelstärke $h = 40$ cm. Gesucht ist die Beanspruchung $S = S' + S''$.

$$P = 1000 \cdot 2{,}5 \cdot 4 \cdot 0{,}9 = 9000 \text{ kg}$$

$$S' = \frac{6}{8} \cdot \frac{9000 \cdot 400}{30 \cdot 40 \cdot 40} = 56{,}3 \text{ kg/qcm}$$

$$S'' = \frac{9000}{2 \cdot 30 \cdot 40 \cdot \frac{2}{5}} = 9{,}4 \text{ „}$$

$$S = 65{,}7 \text{ kg/qcm.}$$

Die ermittelte Beanspruchung ist also gering. Man könnte selbst bei Verwendung von Kiefernholz etwas geringere Riegelabmessungen zulassen, da die Zahl 75 kg/qcm noch nicht erreicht ist.

Auch die Berechnung eiserner Schleusentore erfolgt in ähnlicher Weise. Es bleibt noch zu beachten, ob die Stemmkraft etwa exzentrisch wirkt. Ein in diesem Fall entstehendes Moment soll dann tunlichst so wirken, daß es dem Moment des Wasserdrucks entgegengesetzt gerichtet und bei Ermittelung der Spannungen von diesem in Abzug zu bringen ist.

c) *Tore mit einer bogenförmigen Blechhaut.*

Bei Toren mit einer bogenförmigen Blechhaut, welche sich kontinuierlich von einer Wendesäule zur andern krümmt, wird der Wasserdruck durch Gewölbespannungen aufgenommen. Es entsteht nach einer bekannten statischen Beziehung die Tangentialspannung T.

$T = pr$ Gramm in einem Streifen der Blechhaut von 1 cm Vertikalabmessung. Dabei bedeutet p den Wasserdruck in Grammen auf 1 lfd. cm, also auf 1 qcm dieses Streifens von 1 cm Höhe, und r den Krümmungsradius in cm.

Beispiel: $r = 15$ m; Wasserdruckhöhe $h = 5$ m,
$p = 500$ g auf 1 qcm,
$T = 500 \cdot 1500$ g $= 750$ kg auf den Blechstreifen von 1 cm Vertikalabmessung.

K. Die einfachen Bewegungsvorrichtungen[1]) der Tore und die Fächerschleuse.

Die einfachen Vorkehrungen zum Öffnen und Schließen der Tore mit Hilfe der Stange oder der Stange mit Seil und Winde, siehe Hagen, Atlas: Teil 2, Tafel 69, oder hier S. 213, Abb. 141; diejenigen mit Hilfe des zum Hebel ausgebildeten, nach hinten verlängerten Oberrahmens vgl. Abb. 219, hier S. 291. Bei Schleusen



Abb. 260.
Hydraulischer Antrieb der Stemmtore. Schleuse am Mühlendamm, Berlin.

geringer Breite wird, wie dieses Beispiel zeigt, bisweilen ein einflügliges Tor verwendet und so auf Stemmwirkung Verzicht geleistet. Bei größeren Schleusen benutzt man die Zahnstange, siehe Hagen, Blatt 70, und Handb. der Ingw. III, Band 8, S. 237. Für sehr große Schleusen bedient man sich häufig der gekreuzten Kette, vgl. das Handb. S. 244. Am Kaiser-Wilhelm-Kanal hat man aber trotz der großen Schleusenabmessungen der Zahnstange den Vorzug gegeben. Dabei ging man von der Annahme aus, daß die auf der Sohle der Torkammer liegenden Ketten leichter zu Betriebsstörungen Veranlassung geben könnten als eine Zahnstange. Abb. 243, S. 316, zeigt die Verwendung einer Zahnstange. Das vordere Ende der-

1) Über elektr. betr. Schleusen zu Münster u. Gleesen, Rudoloph, Z. d. V. d. Ing., 1901, II, S. 1009 u. 1405.

selben ist rechts oben in der Maueröffnung zu sehen; es ist noch nicht am Schleusentor befestigt. Das Triebgehäuse ist darüber sichtbar. Die Antriebvorrichtung ähnelt dort derjenigen Abb. 131, S. 208 (Wehre). An die Stelle der Spindel tritt aber eine vertikale Welle. Das auf dieser unten sitzende Triebrad greift in die Zahnstange ein.

Die gerade Form der Zahnstange ist in statischer Hinsicht besser als der Kreisbogen.

Der Sicherheit des Betriebes wegen empfiehlt es sich, die Zahnstange durch einen von oben mittels Schraube oder Hebel auslösbaren Dorn (Zapfen) an das Tor zu befestigen (Beispiel: neue Schleuse bei Husum). Man kann so das Tor noch schließen, wenn das Triebwerk der Zahnstange seinen Dienst versagen sollte. Das Schließen des Tores erfolgt in solchem Fall mit einer Hilfsvorrichtung, welche das Tor zudrückt. Diese Anordnung ist für Sturmfluttore wichtig.

Eine Auswertung der hydraulischen Kraft zum Zweck einer schnelleren Bewegung der Tore, und zwar unter Benutzung von Ketten, Hebeln oder Zahnstangen ist für große Schleusen üblich, für Schleusen mittlerer Größe dort, wo wegen lebhaften Schiffsverkehres eine Zeitersparnis dringend erreicht werden muß. Auch der elektrische Antrieb ist neuerdings verwendet.

Abb. 260 zeigt die hydraulischen Antriebsvorrichtungen unter Benutzung eines zweiarmigen Hebels. Die Schubstange, deren einer End- oder Drehpunkt am Kolben befestigt ist, greift hier, um die Zapfenlager des Tores nicht zu überanstrengen, nicht am Schleusentor direkt an. Die Kräfte, welche am Hebelauflager in dessen Drehpunkt auftreten, werden durch die besondere Zapfen- und Lagerkonstruktion eines zweiarmigen Hebels auf das Mauerwerk übertragen. Der lange Arm des Hebels faßt das Schleusentor etwa in seiner Mitte. Er endigt in einer Rolle, die in einer am Tor befestigten Bahn sich bewegt. Im Betriebszustande verdeckt ein Belag aus Riffelblech diese maschinellen Teile, die hier jetzt sichtbar sind. Je nachdem mittels der dargestellten, aufrechtstehenden Ventilhebel das Druckwasser in den vorderen oder in den in dessen Verlängerung liegenden, anderen Zylinder geleitet wird, schließt oder öffnet sich das Tor. Um auch bei Reinigung oder Reparatur der Vorrichtung das Tor bewegen zu können, ist dasselbe auch mit einer in diesem Fall bogenförmig gestalteten Zahnstange verbunden, welche mittels Zahnrades und durch Handspeichen bewegt werden kann, die in die dargestellte, kreuzförmig gestaltete Nabe gesteckt werden.

Bei kleineren Vorrichtungen fällt der große Hebel nebst Schubstange fort. Die Kolbenstange faßt dann direkt am Tor an. Der Zylinder schwingt mit dieser um einen mittleren Drehzapfen, durch welchen Druckwasser oder Glyzerin unter Druck eintritt.

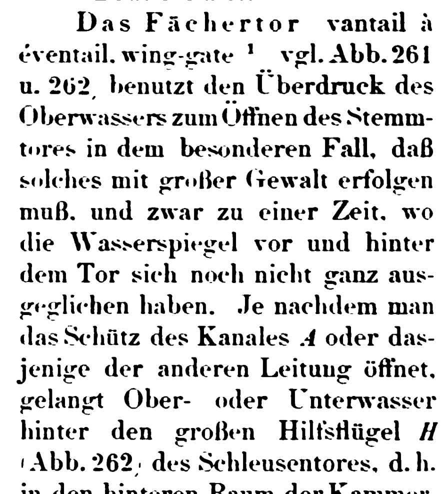


Abb. 261. Fächerschleuse.

Das Fächertor (vantail à éventail, wing-gate[1]) (vgl. Abb. 261 u. 262) benutzt den Überdruck des Oberwassers zum Öffnen des Stemmtores in dem besonderen Fall, daß solches mit großer Gewalt erfolgen muß, und zwar zu einer Zeit, wo die Wasserspiegel vor und hinter dem Tor sich noch nicht ganz ausgeglichen haben. Je nachdem man das Schütz des Kanales *A* oder dasjenige der anderen Leitung öffnet, gelangt Ober- oder Unterwasser hinter den großen Hilfsflügel *H* (Abb. 262) des Schleusentores, d. h. in den hinteren Raum der Kammer, diesen Flügel vorwärts drückend oder rückwärts saugend. Der mit diesem verbundene kleinere Stemmtorflügel wird dabei mitgenommen. Eine Fächerschleuse befindet sich z. B. in dem Verbindungskanal zwischen Nordostsee- und Eiderkanal bei Rendsburg.

Wo in seltenen Fällen nur ein geringer Überdruck zu überwinden ist, benutzt man statt des Fächertores die oben beschriebene, einfache hydraulische Druckvorrichtung. So z. B. an der Schleuse bei Hanekenfähr unweit Lingen. Der Druck wird dort durch eine Handpumpe erzeugt. Eigenartige Vorrichtungen zur Bewegung der Schleusentore mit Benutzung von Luft besitzt die Hotoppschleuse; siehe hier S. 343.

Abb. 262. Fächertor.

1) Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 201 u. Zeitschr. f. Bauw., 1899, S. 675.

L. Die einfachen Vorrichtungen zum Füllen sowie zum Entleeren der Kammer.[1])

1. Berechnung der erforderlichen Schützöffnungen.

(Über die Umläufe siehe S. 312.)

Es beträgt die Füllmenge, einerlei ob ein Schiff in der Schleuse liegt oder nicht, bei Hebung des Wasserspiegels der Kammer um das Schleusengefälle h

$$^{1)}\ Q = h \cdot G \text{ cbm}.$$

Hierin bedeutet G die Oberfläche des sich hebenden Wasserspiegels, also die Grundfläche der Kammer, einschließlich der Räume bis an die Tore oder bis an den Oberdrempel.

Die Schützöffnungen in den Toren und die Umläufe, oder nur diese allein, müssen in t Sekunden jene Wassermenge Q liefern, oder in jeder Sekunde

$$q = \frac{Q}{t} \text{ cbm/Sek.}$$

Die sekundlich zuströmende Wassermenge ist

$$q = vF$$

$$vF = \frac{Q}{t}$$

$$^{2)}\ F = \frac{Q}{tv}.$$

Hierin bedeutet v die Wassergeschwindigkeit in den Schützöffnungen und F deren gesamte Querschnittsfläche.

Die Wassergeschwindigkeit v ist veränderlich mit der Druckhöhe h nach der Formel $v = \sqrt{2gh}$; ihr Mittelwert ist angenähert:

$$v = \tfrac{1}{2}\sqrt{2gh}.$$

Mithin wird

$$F = \frac{2Q}{t\sqrt{2gh}},$$

oder, da Verluste durch Reibung und Kontraktion eintreten:

$$F = \frac{2Q}{0{,}6\,t\sqrt{2gh}} \text{ qm}.$$

Hierin ist Q die Füllmenge in cbm, t die Füllzeit in Sekunden und h das Schleusengefälle, dieses in m auszudrücken, g die Beschleunigung der Schwere 9,81 m und $\sqrt{9{,}81} = 3{,}13$.

---

1) Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 51; desgl. dort auch die Spülvorrichtungen S. 62 und Einzelteile (Schützen usw.) S. 268—293.

Beispiel: $G = 700$ qm, $h = 2$ m, $t = 5$ Minuten $= 300$ Sek.

$$Q = G \cdot h = 700 \cdot 2 = 1400 \text{ cbm},$$

$$F = \frac{2 \cdot 1400}{0{,}6 \cdot 300 \sqrt{2 \cdot 9{,}81 \cdot 2}} = \frac{2 \cdot 1400}{0{,}6 \cdot 300 \cdot 3{,}13 \sqrt{4}} = 2{,}48 \text{ qm}.$$

An jedem Haupt müssen die Umläufe und Torschützen zusammen 2,48 qm Durchflußöffnung, und zwar an den engsten Stellen gemessen, aufweisen.

Bei langen Umläufen geht noch ein Teil der Druckhöhe im Betrage $\triangle h$ durch Überwindung des Reibungswiderstandes der Rohrleitung verloren, so daß für die Erzeugung der Geschwindigkeit in obiger Formel statt h nur $h - \triangle h$ verbleibt. Es ist

$$\triangle h = \frac{v^2}{2g} \cdot 0{,}03 \frac{l}{d}.$$

Hierin bedeutet v die Wassergeschwindigkeit im Umlauf, welche kleiner ist als diejenige in der Schützöffnung; l ist die Länge und d der Durchmesser der Umlaufleitung. Bei einem nicht kreisförmigen Querschnitt der letzteren ist $d = 4 \frac{F}{U}$, d. h. gleich dem Vierfachen des hydraulischen Radius der Rohrleitung.

Für Sparbecken (bassin d'épargne, saving's basin)[1] steht zum Füllen oder Entleeren nicht die ganze Druckhöhe h zur Verfügung, sondern nur ein Teil derselben, und zwar im Anfang $h^1 = \frac{2h}{n+2}$ und zum Schluß Null, im Mittel $h^1 = \frac{h}{n+2}$, wenn n Sparbecken vorhanden sind.

Der Wasserverbrauch beträgt dann $Q^1 = \frac{2}{n+2} Q$, aus der oberen Haltung entnommen, wenn Q die ganze Füllmenge einer Schleusung bedeutet; von letzterer, d. h. von Q, werden $\frac{n}{n+2} Q$ aus den Sparbecken und der Rest Q^1 der oberen Haltung entnommen. Bei Anlage von vier Sparbecken

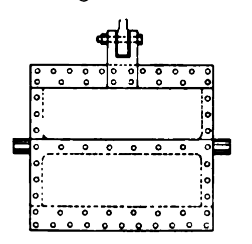


Abb. 263.
Das Drehschütz mit horizontaler Achse.

1) Sparschleusen und Sondereinrichtungen, Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 293.

wird also $Q^1 = \frac{2}{4+2} Q = \frac{1}{3} Q$ aus der oberen Haltung an Wasser verwendet. Da man aber nicht warten kann, bis eine vollständige Ausspiegelung von dem Sparbecken und dem Kammerwasserspiegel erfolgt ist, steigt der praktische Verbrauch in diesem Falle auf $Q^1 = 0{,}4\, Q$. Hierbei ist vorausgesetzt, daß die Grundfläche eines Sparbeckens gleich derjenigen der Kammer ist. Anderenfalls gestalten sich die Beziehungen verwickelter.[1]) Es wird nur die Verwendung von zwei oder allenfalls drei Sparbecken empfohlen.

2. Das Schütz (vanne, pale; hotch, sliding valve).

Im Tor selbst verwendet man das einfache G l e i t s c h ü t z, vgl. Abb. 246 S. 318, oder das D r e h s c h ü t z, Abb. 244 und 245, S. 317, sowie Abb. 263, S. 338. Das Gleitschütz schließt dicht, während das Drehschütz diesen Vorzug nicht besitzt, aber wegen geringen Bewegungswiderstandes ein schnelles Öffnen oder Schließen unter Benutzung des Hebels *H* und der Kurbel *C* gestattet. Hebel *H* zeigt sich in Abb. 263 im Durchschnitt; er wird um 180° gedreht, liegt also in beiden Endzuständen horizontal.

Abb. 264. Drehschütz mit vertikaler Achse.

Drehschütze mit horizontaler Achse werden auch bei dem Klappentor, Abb. 254, S. 325, benutzt.

1) Sparschleuse bei Münster, Band I, S. 271 u. Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 438.

Zum Verschluß der Umläufe dient das Drehschütz Abb. 264 dort, woselbst ein dichter Abschluß nicht gefordert wird; anderenfalls ist die Wahl des Rollschützes, des Zylinderschützes oder die Hebervorrichtung von Hotopp zu empfehlen; über diese siehe S. 343.

Am Rollschütz (vanne à galets), Abb. 265, tritt der weitaus kleinere Rollwiderstand an die Stelle gleitender Reibung. Eine Schwierigkeit bereitet dabei die seitliche Dichtung. Die Dichtung erfolgt unten in üblicher Weise durch die Holzleiste *U* und oben durch den Holzrahmen *O*. Da dieser aber hinten nicht an Mauerwerk oder sonstwo anliegt, tritt noch der Leder- oder Gummistreif *B* hinzu. An den Seiten erfolgt die Dichtung durch ein genaues seitliches Anliegen der Holzleiste *V* (vgl. den Grundriß *c*) oder durch das Hinzutreten einer Dichtung *D*, welche so beschaffen sein muß, daß sie unter der Wirkung des strömenden Wassers ihre Winkelform nicht verliert (vgl. Grundriß *d*). Die Vertikalleiste *V* wird hier einen nach unten sich verjüngenden Keil bilden, welcher gegen die Dichtung *D* drückt.

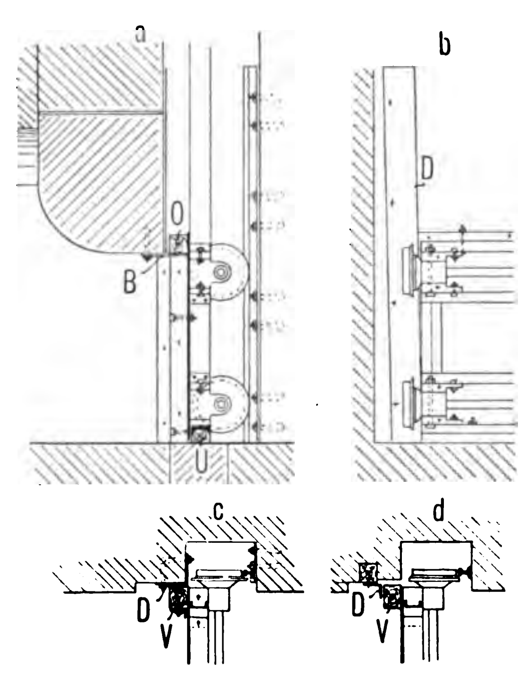


Abb. 265. Das Rollschütz.

Bei Herstellung der Schleusen am Dortmund-Ems-Kanal sind Versuche mit verschiedenen Rollschützen angestellt, und zwar insbesondere bei Hanekenfähr. Der Abschluß erfolgt dabei in gewöhnlicher Weise durch Anliegen des Schützes, so daß bei dem ersten Anheben, welches durch Hebel oder Exzenter längs eines kurzen Weges zunächst mit verstärkter Kraft erfolgt, erst eine gleitende Reibung zu überwinden ist. Bei geschlossenem Zustande des Schützes ruhen die Räder nämlich dort nicht auf der Laufschiene; diese zeigt da eine zurückliegende Lauffläche. Wenn das Schütz etwas angehoben ist, gelangen die Räder zum Tragen. Erst dann liegt rollende

Reibung vor. Gegengewichte sind angebracht, um die Wirkung des Schiebergewichtes aufzuheben.

Das Zylinderschütz (vanne cylindrique, cylindrical sluice) bietet den Vorteil eines sehr geringen Bewegungswiderstandes; vgl. Abb. 266—268. Das Wasser drückt allseits radial gegen das Zylinderventil *V*, so daß die Resultierende des Wasserdrucks den Wert Null annimmt. Das Heben dieses Schützes erfolgt also ohne Wasserwiderstand. Es ist nur das Gewicht des Schützes zu überwinden, welches zudem durch Gegengewichte ausgeglichen ist, und eine geringfügige Reibung.

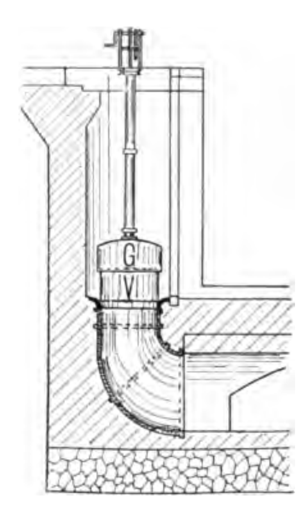


Abb. 266.
Das Zylinderschütz.

Über dem Ventil *V* befindet sich eine Glocke *G*, welche nach unten fest abgestützt und seitlich im Mauerwerk verankert ist. Diese Glocke oder Haube nimmt den von oben lastenden Wasserdruck auf. Daher erhält das Ventil *V*, welches bei *b* und *c* Dichtungsringe besitzt, keinen Druck von

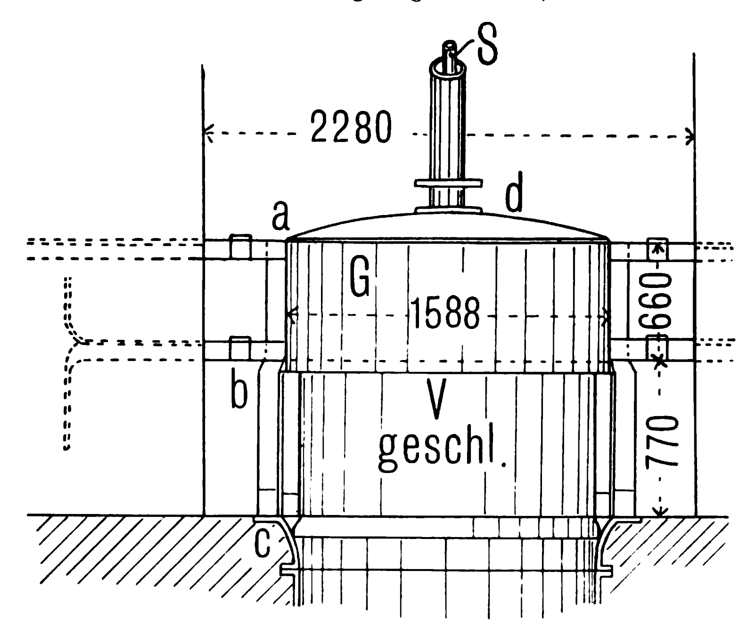


Abb. 267. Das Zylinderventil.

oben her. Das Öffnen desselben erfolgt durch ein Anheben mittels der Stange *S*.

Früher führte man den beweglichen Ventilzylinder bis über das Oberwasser hinaus, denselben oben offen lassend. Die zweite, die obere Dichtung bei *b* fällt dann fort. Das Ventil wird aber infolge seiner Größe alsdann recht schwer.

Tiburtius, Marinebaumeister in Wilhelmshaven, hat neuerdings ein selbstwirkendes Zylinderschütz entworfen, welches zum Patent angemeldet ist. An diesem wird der Schachtraum über dem Schütz mit Oberwasser angefüllt oder zum Unterwasser entleert. Das geschieht durch zwei besondere, in den Schachtraum mündende Kanäle, welche mit einem Schieber, der durch Hand leicht bewegt werden kann, geöffnet oder geschlossen werden. Wenn der Schieber die eine Kanalöffnung schließt, gibt er die andere frei. Die Decke, welche in den Abb. 267 und 268 einen Teil des festen Gehäuses bildet, ist hier mit dem beweglichen Zylinderventil vereinigt, so daß dieses nun gleichsam ein Kolben geworden ist, der dem Wasserdruck folgt. Je nachdem nun der obere Schacht mit dem Ober- oder mit dem Unterwasser in Verbindung gebracht ist, senkt und schließt oder hebt und öffnet sich das Ventil, dem Druck von oben oder unten folgend. Dabei wirkt auch das Ventilgewicht mit, welches durch eine Luftkammer aber teilweise ausgeglichen ist. — Eine Anwendung dieser Ventilkonstruktion, z. B. bei Schleusen, Docks und Talsperren, wird sich entschieden empfehlen.

Abb. 268. Einzelheiten des Zylinderventils.

Es wird dabei gegenüber anderen Schützeinrichtungen an Bedienungsmannschaft oder an maschinellen Teilen gespart. Die Schützanlage selbst wird sehr billig. Die Einfachheit der Vorrichtung gewährleistet eine große Betriebssicherheit. Reparaturen sind schnell und einfach auszuführen.

M. Die Hotoppschleuse.[1])

Hotopp benutzte für Schleusen des Elb-Trave-Kanals die Luft zur Betätigung oder Absperrung der Umläufe und zur Bewegung der Schleusentore; vgl. Abb. 269.

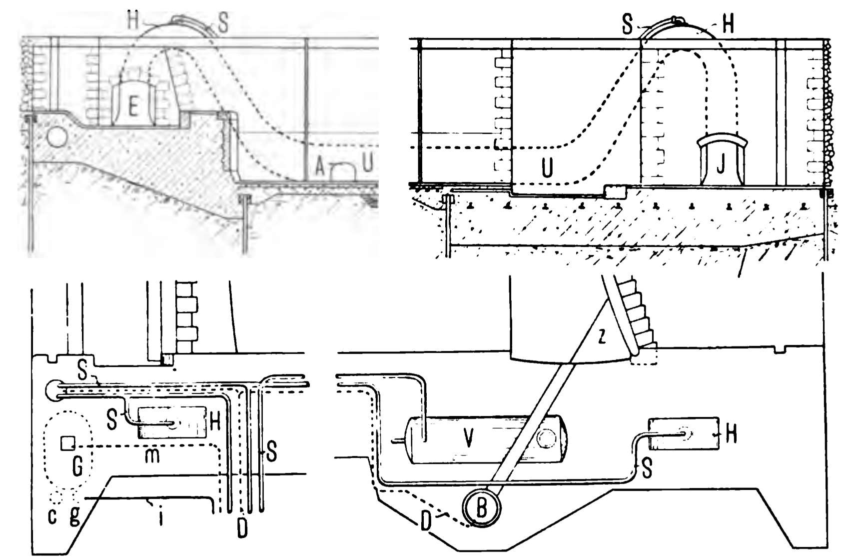


Abb. 269. Die Hotoppschleuse im Längenschnitt und Grundriß.

Mit Hilfe von Hebern *H* wird das Wasser aus den Einläufen *E* nach den Ausläufen *A* in der Kammer hinübergehoben. Der Umlauf *U* führt in der Kammerwand entlang. Er dient am Unterhaupt zum Entleeren der Kammer. *J* ist die Austrittsöffnung. Das Hebern erfolgt, wenn die Saugeleitung *S* mit einem Behälter für verdünnte Luft *V* verbunden wird. Läßt der Wärter hingegen die Luft

1) Arnold. Zeitschr. f. Archit. und Ingw., Hannover. Wochenausgabe 1899, S. 162. — Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III. 8. Band, S. 59. — Anwendung des Hebers ferner am Ober-Spree-Kanal bei der zweiten Wernsdorfer Schleuse und am Teltow-Kanal bei Klein-Machnow. Zeitschr. f. Binnenschiff. 1903, S. 336.

der äußeren Atmosphäre in die Leitung *S* eintreten, dann reißt der Wasserfaden ab. Die Verbindung zwischen *E* und *U* oder am Unterhaupt mit *J* hört auf. Die Erzeugung der teilweisen Luftleere erfolgt durch Verbindung des zuvor von Wasser erfüllten Kesselraumes *V* mit dem Unterwasser durch Öffnung einer Rohrleitung. Alsdann entsteht ein Unterdruck in *V*.

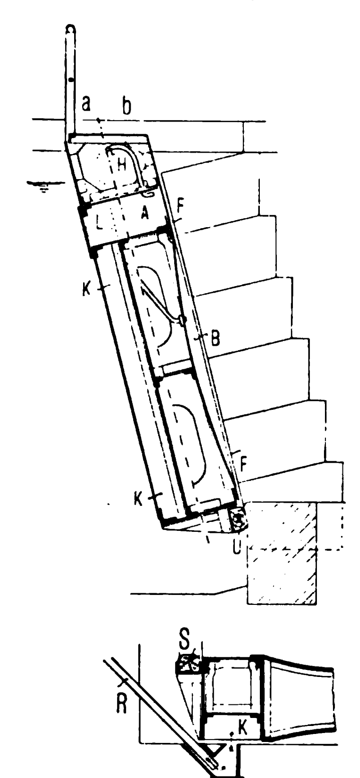


Abb. 270. Das Obertor der Hotoppschleuse.

Die Tore werden mittels Luftdrucks bewegt. Die Druckluft wird in der Glocke *G*, vgl. Abb. 269, S. 343, und 272, S. 345, erzeugt und durch die Leitungen *D* zur Gebrauchsstelle geführt.

Abb. 270 zeigt das Obertor in zwei Vertikalschnitten. Der obere Schnitt ist am aufgerichteten Tor in der Längsrichtung der Schleuse geführt, der untere quer zur Kammer am niedergelegten Tor. Die Druckluft tritt durch das Rohr *R* (untere Skizze) in den Kanal *K* und füllt die Luftkammer *L* (obere Skizze), wenn das Tor sich heben und aufrichten soll. *S* ist die seitliche nnd *U* die untere Dichtungsleiste, *F* die Anschlagfläche; Wände *B* sind Buckelbleche. Die linke Seite der oberen Skizze, mit *a* bezeichnet, gibt einen Schnitt durch den seitlich liegenden Kanal *K*, die rechte (*b*) einen normalen Torquerschnitt.

Bei sinkendem Wasserstande der Kammer wird das Tor gegen seinen Anschlag gepreßt. Es bleibt in dieser Lage auch dann erhalten, wenn bei sinkendem Wasserspiegel der Kammer nach Freiwerden der unteren Öffnung des langen Schenkels der kleinen, gebogenen Röhre *H* (oder kurz vorher) die Luft aus der Luftkammer *L* nach der Seite der Schleusenkammer hin entweicht und *L* sich vom Kanal *K* her mit Wasser füllt. Das erwähnte, bei *H* aufwärts gebogene, kleine Rohr dient zum Wasserabschluß. *H* hebt sich über den Oberwasserspiegel, so daß, wenn die Luft entwichen und *L* mit Wasser gefüllt ist, nun nicht das Wasser nachfolgt. Dieses vermag im Rohr nicht über den Oberwasserspiegel zu steigen. Ein Wasserabschluß ist so durch die hohe Lage des Rohrscheitels erreicht.



Abb. 271.
Bewegungsvorrichtung
der Untertore.

Füllt sich hernach die Schleusenkammer wieder mit Wasser und spiegelt sich der Kammerwasserstand mit dem Oberwasser aus, dann öffnet sich das Tor sogleich von selbst. Die Luft, welche zuvor in *L* den Auftrieb erzeugte, fehlt ja nun.

Am Unterhaupt sind Stemmtore verwendet, da die Abschlußhöhe für eine Klappe hier zu groß ist. Die Untertore werden durch eine Stange *Z* bewegt, welche mittels einer Kette durch die an dieser hängende Glocke *G* (vgl. Abb. 271) gezogen wird. Gleichzeitig wird dabei eine andere Kette bewegt und das an dieser hängende Gegengewicht *Q* gehoben. Dieses dient später bei seiner Bewegung abwärts zum Schließen des Tores. Glocke *G* taucht in den mit Wasser gefüllten Brunnen *B*. Eine bewegliche Luftleitung *D* führt zur Glocke hinab. Füllt man die Glocke so mit Luft, dann hebt sie sich. Das Gegengewicht *Q* tritt nunmehr in Wirkung, es bewegt die Stange *Z* und veranlaßt ein Schließen des Tores.

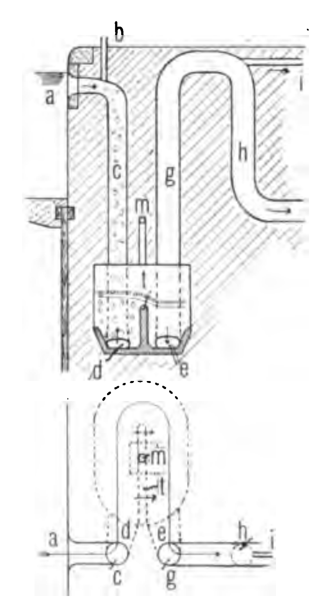


Abb. 272. Vorrichtung zur Erzeugung der Druckluft nach Hotopp.

Umgekehrt öffnet sich das Tor, wenn man die Druckluft aus der Glocke *G* entweichen läßt. Ihr Abtrieb ist dann so groß, daß zugleich mit Drehung des Tores auch *Q* wieder gehoben wird. Die Stange ist als Zahnstange ausgebildet; sie kann durch ein Triebrad, im Notfall auch durch Hand bewegt werden.

Die Erzeugung der Druckluft erfolgt in Glocke *G*, Abb. 269, S. 343. Die Abb. 272 zeigt dieselbe im Vertikalschnitt

und Grundriß. Bei *a* tritt von der oberen Haltung her Wasser ein, welches dort oder durch ein kleines Rohr *b* Luft ansaugt. Diese Luft wird in Form von kleinen Blasen durch die Strömung abwärts getrieben und bei *d* in den unteren Raum der Glocke eingeführt, wo sie sich ausscheidet. Um diese Trennung von Wasser und Luft zu erleichtern, muß das abfließende Wasser seinen Weg über eine Zwischenwand *t* hinwegnehmen. Das Wasser tritt dann bei *e* in den aufwärtsführenden Kanal *g*, welcher zusammen mit dem Fallrohr *h*



Abb. 273. Die Hotoppschleuse im Bau.
Aufgenommen am Elb-Trave-Kanal von Rebien.

einen Heber bildet. Weiter fließt es durch einen langen Kanal, welcher hinter der Schleuse mündet, zum Unterwasser ab. Durch Heber *g*—*h* sowie Luftleitung *i* kann der Betrieb dieser Vorrichtung eingeleitet oder unterbrochen werden. Wird *i* mit dem Vakuumbehälter in Verbindung gebracht, dann beginnt das Wasser den Heber zu durchströmen, während eine Verbindung des Rohres *i* mit der äußeren Atmosphäre ein Abreißen des Wasserfadens bewirkt. Die in der Druckglocke erzeugte Druckluft wird durch Rohr *m* zur Gebrauchsstelle abgeführt. Die Unterbrechung jener Heberwirkung erfolgt aber auch dann, und zwar selbsttätig, wenn die Glocke sich mit Luft ganz gefüllt hat und nunmehr Luft in dem Heberrohr *g*

aufwärts steigt. Es hört dann die Durchströmung auf, da der Wasserfaden abreißt. So ist eine Vergeudung von Oberwasser verhindert.

Die Bedienung aller dieser Vorrichtungen erfolgt von einem geeigneten Standort, und zwar von einem Schalterraum aus, von welchem sich der ganze Schleusenbetrieb übersehen läßt. Nach dort sind die verschiedenen Leitungen geführt.

Das Füllen einer Schleuse von 80 m Kammerlänge und 17 m Breite dauert sieben Minuten, das Öffnen oder Schließen der Tore je eine Minute. Die Kosten der ganzen Hotoppanlage betragen bei einer Schleuse ohne Sparbecken 24000 Mark.

Zu Abb. 273 ist noch zu bemerken, daß die dort erscheinenden großen Rohrleitungen von der Hotoppanlage unabhängig sind. Ein Umlauf war erforderlich, weil ein Bach oberhalb in den Kanal mündet.

Die Abbildung zeigt den Heber, welcher über das Mauerwerk hinaustritt. Die seitliche Öffnung ist ein verschließbares Mannloch.

Neuerdings ist die Heberleitung bei Schleusen des Oder-Spree-Kanals, z. B. bei der zweiten Schleuse zu Wernsdorf, verwendet.

II. Dockanlagen[1]) (radoubs, docks).

Dockanlagen dienen zur Ausführung von Reinigungs-Anstrich- und Reparaturarbeiten an den Außenflächen der Schiffskörper. In das Trockendock fährt das Schiff[2]) wie in eine Schleuse ein. Das Wasser wird aber alsdann ausgepumpt und das Schiff steht nun auf dem Trocknen, und zwar auf Stapeln. Bei anderen Einrichtungen (Abb. 287 und 288) wird das Schiff aus dem Wasser herausgehoben. Man nennt auch einen Dockhafen bisweilen kurzweg Dock, hier sollen aber nur die oben bezeichneten Schiffsreparaturanlagen besprochen werden.

A. Das Trockendock (forme de radoub, drydock).

Der Bau der Trockendocks erfolgt entweder hinter einem Fangedamm unter Wasserhaltung, also im Trocknen (wie z. B. bei den

---

1) Siehe die Literaturangaben S. 286, Nr. 11 u. 12, und Rudloff: Bremerhavener Dockanlagen, Zeitschr. d. Archit.- und Ing.-Ver. 1902, S. 634.

2) Über Abmessung und Tiefgang der Seeschiffe siehe im 5. Abschn. die Fußnote bei II Seehäfen.



Abb. 274. Neues Trockendock Kiel im Bau.
Aufnahme 274, 276, 278 und 279 von Dr. Ing. R. Hartmann.

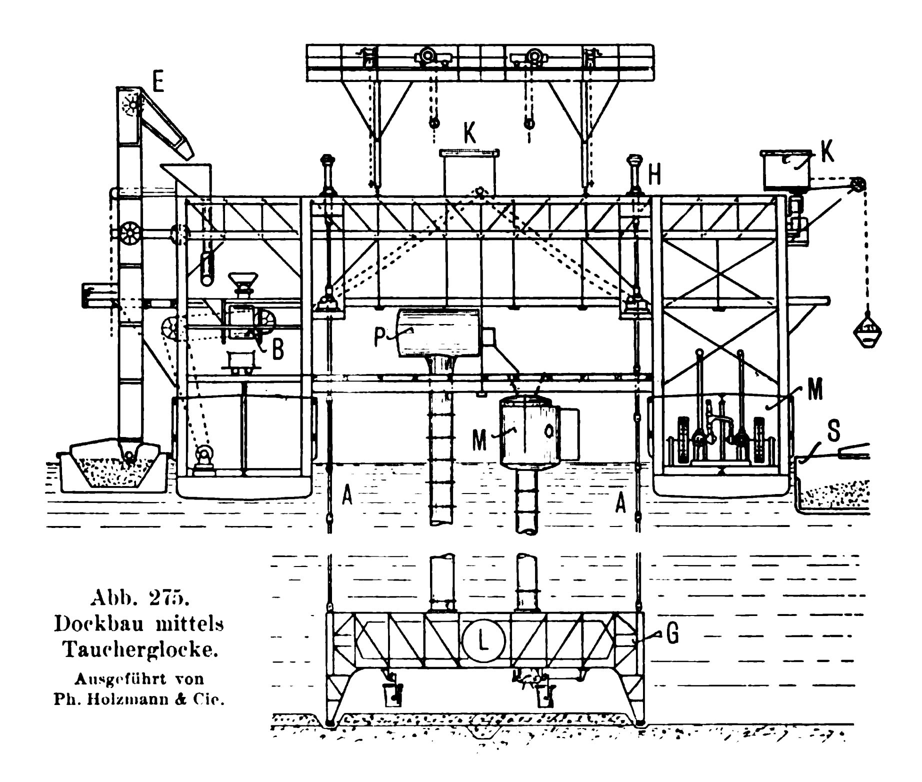


Abb. 275.
Dockbau mittels Taucherglocke.
Ausgeführt von Ph. Holzmann & Cie.

alten Anlagen der Kaiserlichen Werft in Kiel), oder bei Ausführungen im Wasser unter einer Taucherglocke. So sind z. B. die neuen Trockendocks bei Kiel in 16 m Tiefe unter Wasser gegründet.

Abb. 275 zeigt die dazu benötigten Vorrichtungen. Seitlich befinden sich die beiden Schiffsgefäße, welche ein Eisengerüst tragen. An diesem hängt, durch Gliederketten *A* getragen, die Glocke *G*, welche durch Schächte mit dem Luftraum über Wasser verbunden ist. Auf den Schächten befinden sich die Personenschleuse *P* und die Materialschleuse *M*. Durch letztere wird der Beton eingeführt. Er wird unten nach Bedarf entnommen und in Kübel gelassen, die an Rollen hängen. Schwebebahnen führen den Beton bis an die Verwendungsstelle, wo die Kübel umgekippt werden. Über die Luftschleusen und die Ansicht des ganzen Gerüstes vgl. die Abb. 59 und 60, S. 64, 36 und 39 in Band I. Die zum Betriebe der Luftpumpen, der Elevatoren *E* und der Betonmischtrommeln *B* benötigten Maschinen *M* sind in einem der Schiffsgefäße untergebracht. Kräne *K* entnehmen das Steinmaterial dem Transportprahm *S*. Der Betrieb dieser Gründung ist mit allen dazu erforderlichen Anlagen eingehend von G. Franzius [1]) beschrieben.

Es sei noch erwähnt, daß die Taucherglocke 42 m Länge und 14 m Breite hat. Sie besitzt unten einen Arbeitsraum von 2,5 m Höhe und darüber eine Kammer gleicher Höhe mit festem Ballast und mit Wasserballast.

Die Kammer schwimmt, wenn das Wasser mittels Druckluft hinausgeblasen ist. Ein Zylinderraum *L*, zunächst mit Luft gefüllt, dient zur Aufnahme von Wasserballast für den Fall, daß eine Mehrbelastung der Glocke erforderlich wird. Dem Auftrieb der Glocke ist ferner durch Betonlast in den Zwickeln und Eisenbelastung entgegengewirkt. Oben der Laufkran dient zum Heben von schweren Eisenteilen, z. B. zum Anheben der Luftschleusen bei deren Montage und bei dem Verkürzen der Schächte. Der mit Preßluft gefüllte, untere Arbeitsraum der Glocke war elektrisch beleuchtet. Es konnte auch während der Verlängerung des einen Schachtes unten gearbeitet werden, da die Schächte einen doppelten, luftdichten Verschluß besaßen, und Hilfsschächte vorhanden waren, welche während des Umbaues eines anderen Schachtes benutzt wurden. Das Aus- oder Einschleusen bei großer Wassertiefe erfolgt langsam; es ist dann für ganz gesunde und nicht erkältete Personen ungefährlich. Man

---

1) G. Franzius u. Mönch. Der Bau der Drockendocks auf der Kaiserl. Werft in Kiel, Zeitschr. f. Bauw. 1903, S. 291—320 und 495—514, dazu Bl. 41 bis 43 des Atlas.

rechnet beim Einschleusen für den Aufenthalt in der Luftschleuse an Zeit je eine Minute für Überwindung eines Luftdruckunterschiedes von je 1 m Wassersäule Luftüberdruck. Ich hatte während des Schleusens bei etwa 14 m Wasserdruck keinerlei Empfindung von diesem Druckwechsel, während ich in anderen Fällen bei kleineren Druckunterschieden aber schnellerem Schleusen ein knatterndes Geräusch in den Ohren vernahm.

Die Glocke ist so lang, daß sie über die ganze Breite des Bauwerkes reicht. Der Dockbau wird also nur in der Längsrichtung aus mehreren Teilen hergestellt. Die keilförmigen Teilfugen der



Abb. 276. Das Dock nach dem ersten Auspumpen des Wassers.

einzelnen Abschnitte werden jedesmal bei Herstellung der folgenden Betonschicht ausgestampft; sie sind zueinander versetzt angeordnet, vgl. Abb. 275, S. 348. Bei weiterem Aufbau wird die Glocke gehoben, so daß die nun höhere Arbeitsstelle immer im Luftraum derselben verbleibt. Die Ausführung der seitlichen Mauern erfolgte unter einer kleineren, leichter zu handhabenden Glocke, deren Länge wenig größer zu sein braucht als die Breite einer einzelnen Mauer.

Das Heben der großen Glocke erfolgt durch hydraulische Pressen *H* (Abb. 275, S. 348, und 277, S. 351) in Verbindung mit einer Steuerung. Diese letztere ist hier nicht dargestellt; sie begrenzt die Bewegung, welche der hydraulische Kolben erstrebt, auf ein zulässiges Maß. In Verlängerung der Kolbenstange befindet sich eine

Spindel *Sp*, welche durch eine fest gelagerte, mittels Kurbelantriebes drehbare Mutter in bestimmter Höhenlage gehalten wird. Das Heben durch die hydraulische Kraft erfolgt erst, wenn die Antriebskurbeln aller Spindelmuttern durch die gemeinsam gekuppelten Wellen um ein gleiches Maß gedreht werden. Jene Muttern wirken also als Bremsen oder Hubbegrenzer. Es ist auch eine Ventilvorrichtung hiermit verbunden, welche so arbeitet, daß sich der Zu- oder Abfluß des Druckwassers nach der Stellung der Mutter richtet. Man nennt letzteres eine Zwangssteuerung und die Verbindung von Mutter und Spindel eine Zwangsführung.[1]) Es sind zwanzig Ketten benutzt worden, von denen zu gleicher Zeit je vier ausgewechselt wurden, so daß die Last der Glocke dann sechzehn Ketten trugen. Während der Lösung einer Kette hing das Gewicht der Kette, nicht etwa das der Glocke, an einem Querstück *Q* und an diesem wieder zwei seitliche Hilfsketten, welche je einen Flaschenzug *F* tragen und unten das Querstück *B* halten. Die Flaschenzüge sind erforderlich, um diese Hilfskonstruktion in Spannung zu versetzen, d. h. um die Spannung aus den Gliedern zwischen *B* und *Q* zu beseitigen, welche durch das Gewicht der Kette bedingt ist. Anderenfalls lassen sich die Bolzen der Glieder nicht lösen. Ist ein Glied der Kette *A* entfernt, dann wird Kolben und Spindel um ein Kettenglied gesenkt, die Hauptverbindung wieder hergestellt und die Hilfsaufhängung beseitigt. Der Flaschenzug zeigt je eine Handkette *K*, welche an einem Rade angreift. Dieses dreht eine Schraube ohne Ende *z*, welche in ein Schraubenrad *Z* eingreift und so die Welle *W* treibt. Auf diese wickelt sich die Tragkette *T* auf, wenn die Tragketten der Glocke angehoben werden sollen.

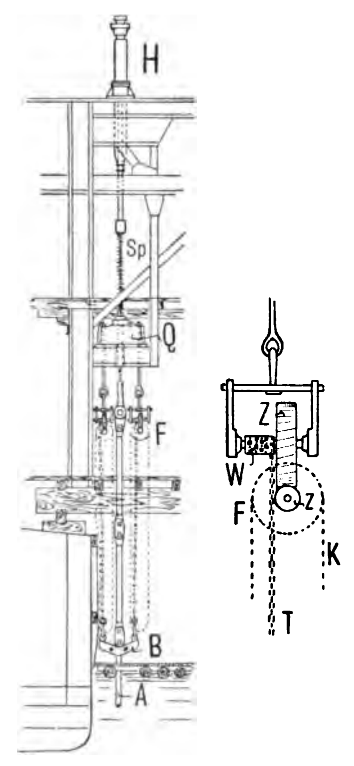


Abb. 277. Vorrichtung zum Verkürzen oder Verlängern der Aufhängeketten *A*.

Die Abb. 274, 276, 278 und 279 zeigen den weiteren Verlauf der Bauausführung. Auf Abb. 274, S. 348, steht der Beton noch in

1) Siehe die S. 349 unten bezeichnete Veröffentlichung.



Abb. 278. Das neue Trockendock der Kaiserl. Werft in Kiel nach dessen Vollendung.



Abb. 279. Die beiden Außenhäupter des Trockendocks in Kiel.

Schalung. Rechts wird Hinterfüllungsboden eingebracht. Ein Elevator entnimmt denselben einer Schute, welche Baggergut enthält. Links hat die Hinterfüllung der Dockmauern und der vorderen Kai-

mauer noch nicht begonnen. An Stelle der Wasserfläche tritt dort hernach geschüttetes Hafengelände.

Abb. 276, S. 350, zeigt das Dock nach erstmaligem Leerpumpen. Das Schwimmponton, welches den Abschluß gegen den Hafen hin bildet, ist vorher eingesetzt.

Abb. 278 zeigt das Dock in fast vollendetem Zustande. Man erkennt da auch die Mittelstapel und die Seitenstapel, auf welchen die Schiffe hernach ruhen.



Abb. 280. Das Kaiserdock in Bremerhaven.

Abb. 280—286 sind Aufnahmen der Hafen-Bauverwaltung in Bremerhaven.

Abb. 279 läßt die drei Anschläge für das Verschlußponton erkennen. Bei Dockung von Kriegsschiffen wird das innere Haupt benutzt. Die Kammer hat dann eine Nutzlänge von 140 m. Die Öffnung dieses Außenhauptes erfolgt durch ein geringes Anheben des Pontons, vermittelt durch den Austritt von Wasserballast. Das Ponton fährt dann schwimmend in eine normal zur Dockachse befindliche Seitenkammer, welche auf den Abbildungen nicht zu erkennen ist. Sie befindet sich daselbst rechts. Bei Dockung längerer Schiffe, z. B. von Hilfskreuzern, die zu Kriegszeiten der Handelsflotte entnommen werden, wird das Ponton in das andere Haupt eingefügt. Die Nutzlänge der Kammer mißt dann 175 m. Zur Zeit der Auf-

nahme legt sich das Ponton gegen einen ganz außen befindlichen dritten Anschlag. So ist erreicht, daß im letzten Abschnitt der Bauausführung das Dock auf ganzer Länge innen kein Wasser enthält. Die Anschlagquader der Häupter lassen sich daher nun sorgfältig bearbeiten. Es ist auch Sorge getragen, daß eine Verlängerung der Kammer landwärts später möglich ist.

Der Bau ist durch die Firma Holzmann & Co. in Frankfurt a. M. ausgeführt, welche seit 1904 auch in Wilhelmshaven mit großen



Abb. 281. Der Raum unter einem im Dock befindlichen Schiffe.

Dockbauten beschäftigt ist. Auch dort findet dieselbe Taucherglocke Verwendung. Eine andere, noch größere Glocke wird für den Bau der neuen Schleuse dort benutzt.

Abb. 280—282 gewähren einen Einblick in das hinter Fangedämmen im Trockenen erbaute Kaiserdock in Bremerhaven; siehe die Literaturangabe S. 326. Vor der Einfahrt eines Schiffes, dessen Tiefgang und Form aus der an Bord befindlichen Dockzeichnung des Schiffes ersichtlich ist, werden die Stapel tunlichst passend hergerichtet. Um das auszuführen, ist das Dock ein erstesmal leer zu pumpen. Die Seitenstapel sind etwas seitwärts gerückt. Nach erfolgter Füllung und Einfahrt des Schiffes wird das Verschlußponton

eingebracht und das Wasser nun ein zweitesmal ausgepumpt, und zwar zunächst soweit, daß sich das Schiff auf die Mittel- oder Kielstapel aufsetzt. Dann werden erst die Seitenstapel oder Kimmschlitten[1]) quer an das Schiff heranbewegt, bevor das Dock ganz von Wasser entleert wird; zum Heranziehen dieser Seitenstapel dienen Taue, welche am Kimmschlitten befestigt sind und von da zunächst über eine Rolle nahe dem Mittelstapel laufen und weiter über eine an der Dockwand befindliche Rolle nach oben über Wasser



Abb. 282. Dampfer im Kaiserdock zu Bremerhaven.

führen. Zum Schluß folgt die gänzliche Entleerung des Docks durch die Pumpen.

Abb. 281 zeigt diese Stapelung. Die Decke des dort dargestellten Raumes ist die Unterfläche des Schiffsbodens. Die Kimmschlitten werden durch Querschienen geführt, die auf der Docksohle befestigt sind.

1) Über Stapel siehe 1. Handb. d. Ingw., III Der Wasserbau, 3. Abt. Wasserbau am Meere und in Flußmündungen, 3. Aufl., S. 706 (oder 2. Aufl., S. 519). 2. Ergänzungsheft dazu III, 3. Abt., Seekanäle usw., S. 123.

Verschlußpontons (bateaux portes).[1])

Abb. 283 und 284 zeigen das Verschlußponton des Kaiserdocks; es ist ein Schwimmponton, dessen Keilform ein Herausheben aus der Anschlagsnut des Dockhauptes gestattet. Das Ponton muß sich zunächst heben, wenn es ausgefahren werden soll. Darauf läßt es sich mittels eines kleinen Dampfers oder mit Trossen schwimmend vom Dockhaupt entfernen. Um dem Ponton die erforderliche Tauchung und Stabilität zu bieten, ist bei *B* ein Wasserballastraum angebracht. Ferner sind unten die Zwickelräume *R* mit

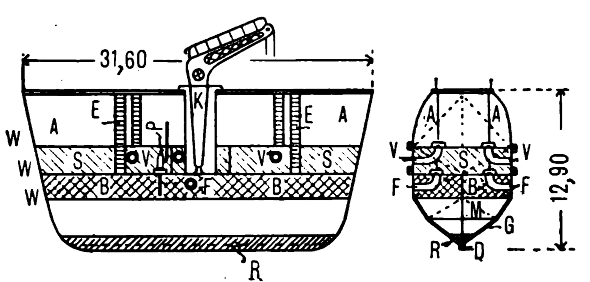


Abb. 283. Verschlußponton des Kaiserdocks in Bremerhaven.



Abb. 284. Das Schwimm- oder Verschlußponton auf der Schiffsbauwerft „Weser“ in Bremen.

1) 1. Handb. d. Ingw. III, 3. Abt. (3. Aufl.) S. 714. — 2. Ergänzungsheft dazu III, 3. Abt., Seekanäle usw., S. 121. — 3. Cours de Travaux maritimes. II, S. 1—28.

Beton ausgefüllt. Seitwärts sind Ausgleichräume *A* vorhanden, durch deren teilweise Füllung die genaue vertikale Stellung im Schwimmzustande erreicht wird. Das Heben und Senken, ersteres bei Öffnung, letzteres beim Schließen des Docks, erfolgt durch Auslaufen oder Aufnahme von Belastungswasser. Man entnimmt dieses Belastungswasser gewöhnlich der Wasserversorgungsanlage des Hafens mittels Hydrant und Schlauch. Damit der Vorgang des Senkens oder Hebens aber nicht zu schnell erfolgt, sind Bremsräume *S* angebracht, die



Abb. 285. Das Verschlußponton in Bremerhaven.

durch das Ventil *F* erst voll laufen oder leer laufen müssen, wenn das Ponton die Vertikalbewegung ausführen soll. Man hat es also durch teilweisen Schluß des Ventils *F* in der Hand, die Vertikalbewegung des Pontons zu verzögern.

Es sei noch erwähnt, daß *W* wasserdichte Horizontalböden sind; *M* ist eine wasserdichte Mittelwand, *G* ein offener Rippenkörper, siehe Abb. 284.

Ein Kran *K* vermittelt den Lastverkehr zwischen außen anlegenden Schiffen und dem Innenraum des Docks. *P* ist eine Pumpe, welche die unteren Räume teilweise oder ganz leer zu pumpen vermag. *E* sind Einsteigeschächte und *V* wie *F* Auslauföffnungen.

Die Entleerung eines der Trockendocks durch zwei große Zentrifugalpumpen erfolgt in $2^1/_2$ Stunden. Es sind 77000 cbm Wasser auszuschöpfen, so daß die sekundliche Leistung jeder Pumpe 4 cbm Fördermenge übersteigt.

Je eines der neuen Trockendocks in Wilhelmshaven läßt sich, wenn alle Dockpumpen gleichzeitig aus einem Dock schöpfen, sogar in nur $1^1/_4$ Stunden entleeren.



Abb. 286. Die große Zentrifugalpumpe, welche zum Ausschöpfen des Wassers am Kaiserdock in Bremerhaven dient.

Es sei noch bemerkt, daß die großen Seeschiffe in Zeiträumen von $^1/_4$ bis 1 Jahr jeweils einmal gedockt werden.

Bei der zweiten Dockung wird das Schiff um eine halbe Länge der Stapelteilung versetzt, damit hernach diejenigen Stellen Farbe erhalten können, welche bei der ersten Dockung auf dem Stapel auflagen.

B. Das Schwimmdock (dock flottant, floating dock).

Das aus Eisen hergestellte Schwimmdock besitzt einen Bodenkasten und entweder zwei Seitenwände oder nur eine solche.



Abb. 287. Schwimmdock der Firma Blohm & Voß im Hamburger Hafen.
Eigene Aufnahme.



Abb. 288. Winkelschwimmdock der Flensburger Schiffswerft; Bauweise Clark.

Bei gefülltem Zustande der Kästen taucht das Ganze so tief ein, daß Schiffe der Länge nach einfahren können; vgl. Abb. 287. Die Kästen werden dann leer gepumpt. Dabei hebt sich das Schwimmdock mit dem darin befindlichen Schiff über Wasser empor, so daß das Schiff trocken liegt.

Das Einfahren in der Längsrichtung begegnet häufig örtlichen Schwierigkeiten. In diesem Fall wird die eine Wand fortgelassen. Das Schiff kann nun der Quere nach herangeholt werden. Durch Gradführungen ist dieses Winkelschwimmdock ausgesteift. Diese Art ist von Clark[1]) zuerst ausgeführt; Abb. 288 zeigt dieselbe.

Endlich hat Clark auch noch eine Hebung der Schiffe durch hydraulische Kraft am Victoriadock[2]) bei London ausgeführt: Hydraulisches Dock, appareil élévateur Clark.

C. Schiffsschleppen (cale, slip).

1. Langschleppen (cales de halage).

Das zu reparierende oder zu reinigende Schiff fährt auf den unter Wasser befindlichen Wagen einer schiefen Ebene auf, welche etwa nach Art eines Helling erbaut ist. Diese Schleppe bildet eine Schienenbahn, auf welcher der lange Wagen mit seiner Schiffslast rollt, von oben her durch Drahtseile aufwärts gezogen.

Abb. 289 zeigt eine derartige Vorrichtung in kleiner Ausführung. Ein Zurückrollen des Wagens bei einem etwa eintretenden Seilbruch wird durch die am Wagen angebrachten Sperrklinken und die Zahnstange (vgl. Schnitt $L—M$) verhütet.

2. Querschleppen (cales en travers).

Die Langschleppe erfordert zwar in der Breite wenig Raum, aber eine um so größere Länge, da das Schiff nicht in starker Neigung auf dem Wagen stehen und auf diesen sich aufsetzen kann. Aus örtlichen Rücksichten ist daher häufig die Querschleppe vorzuziehen; vgl. Abb. 290, S. 362. Die Neigung der schiefen Ebene kann hier weit stärker sein; sie wird durch die Keilgestalt der Querträger des Wagens ausgeglichen. Das Schiff ruht auf der Plattform des Wagens in horizontaler Lage. Es werden viele, nebeneinander liegende

---

1) Handb. d. Ingw. Ergänzung zum Band oder Abt. III, Seekanäle, Strommündungen und Seehäfen, S. 124.

2) P. Pfeifer. Hydraulische Hebungen und Trogschleusen; Berichte des Vereins z. Bef. d. Gewerbfl. 1890 und d. Sonderbericht; vgl. A. Seidel, Berlin und Cours de Travaux maritimes, Band 2. S. 49.

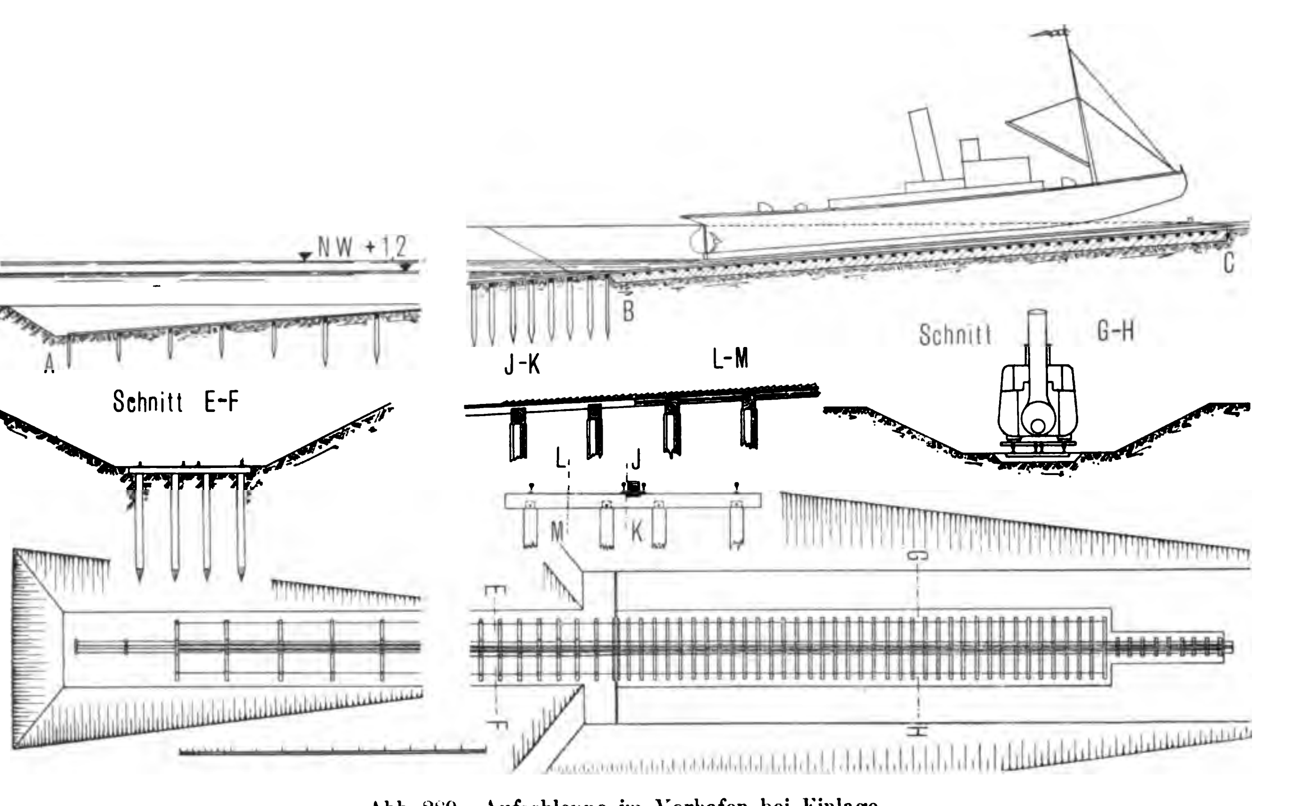


Abb. 289. Aufschleppe im Vorhafen bei Einlage.

Schienengleise erforderlich, da ein langes Fahrzeug durch viele Wagen dieser Art getragen wird. In der Bildebene liegen diese hier hintereinander, sie decken sich.

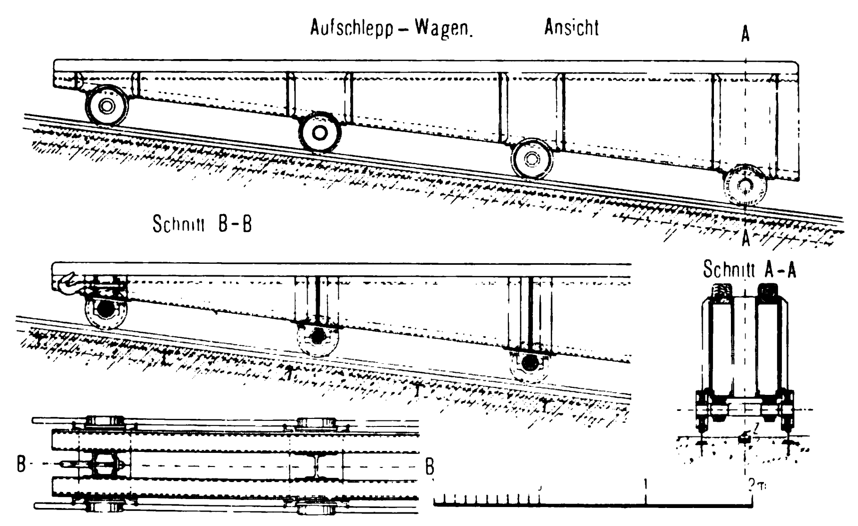


Abb. 290. Aufschlepp-Wagen am Helling der fiskalischen Werft in Magdeburg.

III. Geneigte Ebenen und Schiffshebewerke.[1]

A. Schachtschleusen.

Große Gefälle in Wasserstraßen lassen sich entweder durch Schleusen mit großem Gefälle unter Anwendung vieler Sparkammern überwinden (siehe z. B. den Entwurf einer Schleuse mit 20 m Gefälle von Fontaine[1]) oder durch Schiffseisenbahnen und weiter auch durch Schiffshebewerke.

B. Die geneigte Ebene.[2]

Die Schiffseisenbahnen sind den Schiffsschleppen nachgebildet. Ihre Vorzüge werden zurzeit gegenüber denen der Hebewerke mit

1) 1. Vortrag von A. Schromm über die Fontainesche Kammerschleuse und geneigte Ebenen. Entwürfe von Flamant und Peslin. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1891, S. 1, Tafel I—VIII. 2. Vgl. Vortrag O. v. Schneller, Die schiefe Ebene als Schiffshebeeinrichtung auf Kanälen (System Peslin). Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-V. 1895, No. 37. Sonderabdruck, Verlag Lehmann & Wentzel, Wien I, Kärntnerstr. 34. Mk. 1,20. 3. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 305.

2) Schiffseisenbahnen. Handb. d. Ingw. (desgl.), S. 306.



Abb. 291. Geneigte Ebene Buchwalde. Ein Wagen auf der Scheitelstrecke.

Die Abb. 291—296 verdanke ich der Regierung in Königsberg; sie sind einer größeren Sammlung von Abbildungen der geneigten Ebenen unweit Elbing entnommen; Aufnahmen des Herrn Regierungs-Bausekretärs Kowalewsky.

vertikaler Bewegung lebhaft erörtert, da die Herstellung von Schiffseisenbahnen auf österreichischen Wasserstraßen erforderlich ist.

Wie bei den Schleppen wird auch hier je nach der Örtlichkeit die Art der Lang- oder Querschleppen Verwendung finden.

1. Lagerung des Schiffes unmittelbar auf einem Wagen, also trocken.

Beispiel: Die schiefen Ebenen am Oberländischen Kanal bei Elbing.

In Deutschland sind bei Elbing schiefe Ebenen für den Schiffsverkehr, und zwar mit Langstellung der Fahrzeuge in Anwendung gekommen. Dieselben verbinden die Kanäle des masurischen Oberlandes mit dem Elbingfluß und durch diesen weiter über Elbing hinaus mit dem Drausensee und dem Frischen Haff. Die ganze zu überwindende Höhe beträgt etwa 105 m; davon wurden 86 m bei der ersten Anlage, welche 1860 [1]) vollendet ist, durch vier geneigte Ebenen gewonnen und der Rest der Höhe durch Schleusen; vgl. hier die hölzerne Schleuse Abb. 219, S. 291. Eine fünfte geneigte Ebene [2]) ist in den Jahren 1874 bis 1881 als Ersatz vorhandener, baufällig gewordener hölzerner Schleusen bei Hirschfeld ausgeführt. Das zu überwindende Gefälle beträgt dort bei niedrigem Unterwasserstande gut 14 m.

Zwei Gleise, eines für den zu Berg, das andere für den zu Tal fahrenden Wagen, beginnen im Unterwasser. Der Wagen befindet sich zuerst so tief unter Wasser, daß ein Schiff auffahren kann. Unter Wasser steigt das Gleis in Neigung 1:24, weiter hin aber in Neigung 1:12 den Hang hinan, krümmt sich oben in der Vertikalebene über den Scheitel hinweg und senkt sich drüben wieder bis auf die Sohle der oberen Haltung des Kanals hinab. Auch da ist die Gleisneigung 1:24. Zwischen den Gleisen laufen die Drahtseile, welche im Scheitel der Bahn, wo sie einen Druck nach unten ausüben, über einander nahe gerückte Rollen geführt sind; vgl. Abb. 292. Es bewegt sich immer gleichzeitig ein Wagen hinauf, ein anderer hinab, ihren Seilzug gegenseitig ausbalancierend. Hernach, bei der Rückfahrt, ändert sich die Bewegungsrichtung der Seile, wie das bei den Fördermaschinen in Bergwerken auch der Fall ist. Der Wagen, der unten angekommen ist, wandert in der

---

1) Über den Bau der älteren Anlage siehe Zeitschr. f. Bauw. 1861.

2) Desgl. der neueren Anlage, Zeitschr. f. Bauw. 1885, S. 63—80 mit Blatt 28—30; ferner das Werk: „Memel, Pregel und Weichselstrom", herausgegeben vom preußischen Wasserausschuß, 1899.



Abb. 292. **Schiffswagen mit Schiff und eine Wachtbude, Scheitelstrecke — Buchwalde.**

Folge aufwärts. Die Betriebskraft ist durch Turbinen gegeben; diese verbrauchen nur $^1/_5$ derjenigen Wassermenge, welche benötigt würde, wenn Schleusen den gleichen Verkehr bewältigen sollten.

Der Wagen[1]) ruht auf sogenannten Balanciers. Das sind Drehschemel mit horizontaler Achse, welche es ermöglichen, daß alle vier Räder gleichzeitig an der Schiene anliegen, obwohl diese in der Vertikalebene gekrümmt ist, und zwar an den Enden hohl, auf der Scheitelstrecke aber in einer erhaben gebogenen Kurve; vgl. Abb. 292. Der Wagen steht auf der Hauptstrecke in der Neigung 1:12, derjenigen des Gleises. An den Enden nimmt die Gleisneigung das Verhältnis 1:24 an. Aber das Eintauchen unten und auch oben jenseits des Scheitels, wo die Gleise sich wieder abwärts wenden und in das Oberwasser eintauchen, erfolgt bei horizontaler Stellung des Wagens. Solches ist durch zwei Hilfsschienen erreicht, welche an jenen Stellen hinzutreten; sie liegen am Unterhaupt innerhalb, am Oberhaupt außerhalb der durchgehenden Hauptschienen, und jeweils um $h = \frac{l}{24} = \frac{9,1}{24} = 0,38$ m höher als die Hauptschienen. Hierin ist l der Achsstand des Wagens und 1:24 die Gleisneigung. Die Wagenräder, oder die Zapfen der Drehschemel stehen da also vorn und hinten am Wagen trotz geneigter Lage der Schienen gleich hoch. Die Spurweite der Räder des Vordergestells ist entsprechend anders als die des Hintergestells, da beim Eintauchen in die Oberhaltung der vordere Drehschemel, beim Eintauchen in die untere Haltung aber die Räder des anderen Drehschemels von den Hilfsschienen getragen werden müssen. Die Räder haben nämlich zu beiden Seiten vom Spurkranz Laufflächen, von denen die eine Fläche auf der Hauptstrecke benutzt wird, während die andere auf der Endstrecke der Bahn auf die Hilfsschiene anderer Neigung und Höhenlage aufläuft. So wird die Horizontalstellung von Wagen und Schiff auf beiden Eintauchstrecken erreicht.

Abb. 293 gewährt ein Bild der maschinellen Anlage am Oberhaupt der geneigten Ebene bei Hirschfeld. Rechts zeigt sich die große Seiltrommel, welche die Seile bewegt, indem diese sich da aufwickeln. Die Seile werden durch die großen, im Kanal stehenden Seilscheiben aufgenommen und nach den Gleismitten hingeführt. Dort befinden sich rechtwinklig zu ersteren, also parallel zum Kanal, tiefer aufgestellte, in das Wasser eintauchende, gleichfalls vertikale Seilscheiben, welche das Seil in die Richtung parallel zum Kanal überführen. Seitlich von den Pfeilern ist für die verkehrenden Schiffe Raum gelassen.

---

1) Vgl. Handb. d. Ingw., Ausgabe 1879, Band 3, Tafel XVII.



Abb. 293. Maschinenhaus und Seilscheibenpfeiler, Oberhaupt der Ebene Hirschfeld.



Abb. 294. Seilscheibenpfeiler am Oberhaupt der Ebene Buchwalde.

Abb. 294 zeigt die ähnliche Vorrichtung am Oberhaupt einer anderen geneigten Ebene.

Am Unterhaupt (Abb. 295) findet sich jeweils wieder ein Pfeiler, und zwar hier mit drei Seilscheiben. Links und rechts ist den Schiffen eine schmale Fahrstraße belassen. Am Unterhaupt der Ebene bei Hirschfeld steht dieser den Schiffsverkehr sonst störende Pfeiler nicht im Kanal selbst, sondern seitlich am Ufer. Man hatte eine dort vorhandene Kurve benutzt, um die Seile dahin tangential weiter zu führen.



Abb. 295. Seilscheibenpfeiler, Unterhaupt der Ebene Canthen; links Mündung der Kaskade.

An Seillänge wird außer den Nebenstrecken das Dreifache der Wegeslänge gebraucht, welche ein Wagen zurücklegt, da eine ganze Seillänge immer auf der Trommel aufgewickelt ist und auf der Strecke sich zwei Seile befinden. Die Wagen sind hinten, d. h. gegen das Unterhaupt hin, durch ein Hinterseil von 29 mm Durchmesser miteinander verbunden, welches über die Seilscheiben am Unterhaupt läuft und die Zugkraft auf den am Oberhaupt aus dem Oberwasser sich hinaushebenden Wagen überträgt. An dem der Maschinenstation zugekehrten Ende des Wagens ist jeweils ein Lastseil von 36 mm Durchmesser befestigt, welches zur Maschinenstation führt und auf der großen Trommel befestigt ist, und zwar an einer

Außenkante derselben. Wickelt sich das eine Seil auf, dann wickelt sich das andere ab. Zwischen beiden bleiben zwei Gänge von der Spiralnut der Trommel jeweils frei; vgl. Abb. 296. Hernach wird eine entgegengesetzte Fahrbewegung beider Wagen durch Umsteuerung der Maschine erreicht.

Die Gesamtkosten der neuen Kanalstrecke bei Hirschfeld mit der fünften geneigten Ebene betrugen 900 000 Mark oder etwa 64 000 Mark für je 1 m des überwundenen Höhenunterschiedes.

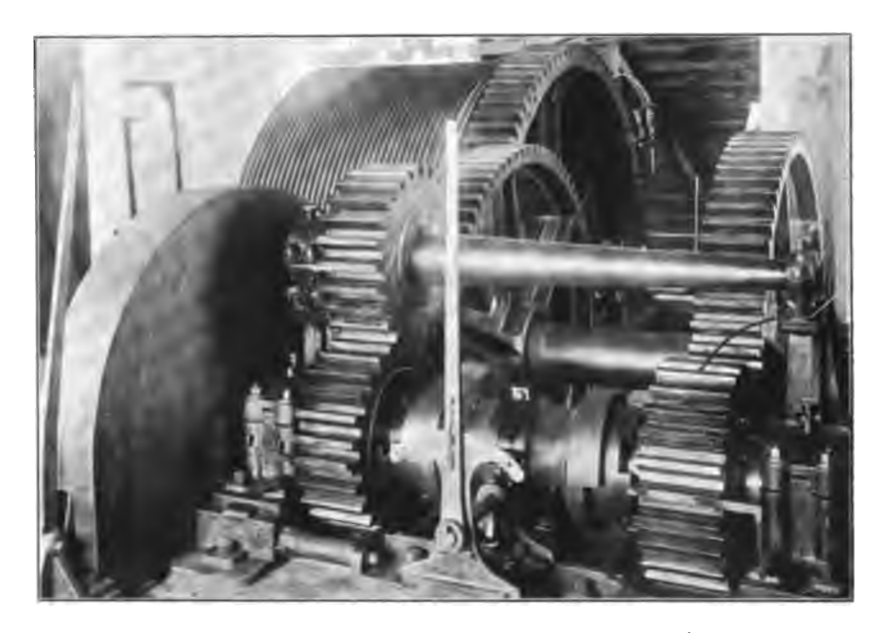


Abb. 296. Betriebsmaschine der Ebene Neu-Kupfeld.

2. Lagerung des Schiffes im Trogwagen.

Eine zweite Art bilden die Schiffseisenbahnen mit Trog.[1]) Es schwimmt das Schiff im Wasser des Troges. Man unterscheidet die Lang- und Querstellung des Trogwagens.

1) Vgl. die Literaturangaben S. 286, insbesondere Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band. Langtrog S. 312, Quertrog S. 321.

C. Schiffshebewerke [1])
(élévateur hydraulique pour bateaux, hoist).

1. Die Hauptsysteme.

a) *System Anderson (Trog an Ketten).*

Als eines der ersten Schiffshebewerke mit senkrechter Hebung wird die Trogschleuse am Great-Western-Kanal bei Tannton genannt; vgl. Pfeifer (unten) S. 52 und Handb. d. Ingw. (3. Aufl.), III, 2. Abt., 2. Hälfte, Fig. 2a und 2b, Tafel XIV, sowie daselbst (4. Aufl.), III, 8. Band, Tafel XI.

Die mit Wasser gefüllten Tröge hängen an Ketten; diese laufen über große Scheiben, welche an einer gemeinsamen Welle befestigt sind. Von den zwei Trögen, deren Gewichte sich ausgleichen, steigt der eine aufwärts, wenn der andere abwärts geht. Die Enden der Tröge sind durch Schütztafeln geschlossen, welche geöffnet werden, wenn ein Fahrzeug ein- oder ausfahren soll. Das Gewicht der Tröge mit Inhalt ist ein feststehendes, einerlei ob sich ein Schiff im Trog befindet oder nicht, wenn nur die Wasserfüllung die nämliche Höhe zeigt. Dem abwärtsgehenden Troge gibt man aber ein Mehrgewicht durch eine um etwa 5 cm höhere Wasserfüllung.

b) *System Clark (Trog auf Preßkolben).*

Die Ladefähigkeit der Schiffe jener ersten Anlage betrug nur 8 t. Als man später 1875 in England bei Anderton zum Bau eines Hebewerkes für Schiffe von 100 t schritt, wählte Clark ein anderes, sicherer wirkendes System; er setzte den Trog auf einen Preßkolben; vgl. Abb. 297. Ein hydraulischer Druck von 25—40 Atm. Pressung gelangte zur Anwendung. Die Geradestellung des Troges wird dort durch

1) 1. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, Senkrechte Schiffshebewerke S. 328—362. Schiffshebewerk Henrichenburg S. 339—351. — 2. Gerdau, Das Schiffshebewerk bei Henrichenburg am Dortmund-Ems-Kanal, Zentralblatt der Bauverw. 1895, No. 49, 50 und 51. — 3. Das Schiffshebewerk in Henrichenburg, Zeitschr. f. Bauw. 1901, S. 278—294 und Bl. 28—34. — 4. Der Dortmund-Ems-Kanal, Festschrift, S. 4—18. — 5. Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1891, S. 1—18. — 6. P. Pfeifer, Hydraulische Hebungen u. Trogschleusen, Berichte d. Vereins z. Beförd. d. Gewerbfleißes 1890, Sonderabdruck, Verlag A. Seidel, Berlin 1891. — 7. Prüsmann, Das Schiffshebewerk auf Schwimmern (Gutehoffnungshütte), Verlag A. Bagel, Düsseldorf 1892. — 8. Grusonwerk, Fr. Krupp (Verlag Walter Ochs, Magdeburg) und von Pfeifer, D. Bauz. 1893, No. 96. — 9. Z. f. Binnensch. 1904, S. 430, und 1905, S. 62, Contag, über die Wettbewerbsentwürfe für ein Kanalschiffshebewerk, Wien.

einen Führungsturm und Führungsschienen f erreicht. Der zweite geführte Punkt ist durch die Stopfbüchse des Preßzylinders gebildet. Der nutzbare Hebelarm der Führung hat eine veränderliche Höhe h (Abb. 297). P. Pfeifer schlägt S. 59 seiner Schrift eine vollständigere Führung vor, und zwar mit Fußkugellagerung des Druckzylinders.

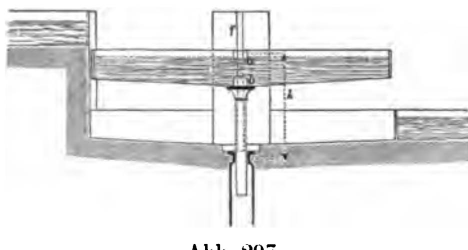


Abb. 297.

Abb. 298 u. 299 zeigen die Trogschleuse bei Les Fontinettes im Nordwesten Frankreichs, im Jahre 1888 vollendet und für Kähne von 300 t Tragkraft bestimmt. Die Hebung der Tröge erfolgt wie bei Anderton, Abb. 297.

Abb. 298 zeigt links den Trog in tiefster Stellung. Sein Vorderschütz ist geschlossen. Die Einfahrt ist noch nicht frei. Rechts befindet sich der andere Trog in höchster Stellung mit einem in ihm schwimmenden Schiff. Die obere Kanalhaltung schließt (im Bilde hinten und durch die Pfeiler verdeckt) 13 m über der unteren Haltung an den Trog an. Um Oberhaltung und Trog zu verbinden, ist es noch



Abb. 298. Trogschleuse bei Les Fontinettes.



Abb. 299. Schütz am Endabschluß des Troges.
Eigene Aufnahme.



Abb. 300. Blick auf den Wasserspiegel des Troges.
Eigene Aufnahme.

erforderlich, den Trog oben gegen den eisernen Rahmen des oberen Haltungsendstückes zu pressen und beide Schütztafeln zu heben, nämlich diejenige des Troges und diejenige der Oberhaltung. Der Zwischenraum zwischen den Schütztafeln ist vorher mit Wasser zu füllen.

Abb. 299 zeigt das Schütz[1]) am Trogende. Das andere, dasjenige der Oberhaltung, hängt dahinter. Beide werden gleichzeitig auf und nieder bewegt, das eine nimmt das andere mit.

Die Dichtung der Ränder von Trog und Eisenrahmen der Oberhaltung erfolgt entweder durch einen Keilverschluß, d. h. durch keilförmige Gleit- und Abschlußflächen der beiden, dicht gegeneinander zu pressenden Rahmen, oder durch einen Gummischlauch, welcher zwischen den Dichtungsflächen in einer Rille liegt und nachträglich durch Druckwasser aufgebläht wird.

Abb. 300 zeigt den Trog bei Les Fontinettes in höchster Stellung. Im Hintergrunde ist ein Abschlußschütz zu erkennen. Seitlich befindet sich der auf Konsolen ausgekragte Fußsteg mit Geländer, am Trogbord sitzend. Das Geländer hat keinen Anschluß an das Mauerwerk des Führungsturmes, da es sich mit dem Trog abwärts senkt.

c) *System Jebens (Schwimmer-Schleuse).*

Ein oder mehrere Schwimmer, welche sich unter Wasser in Brunnen auf und ab bewegen, tragen den Trog; siehe Abb. 301. Hier fällt die mißliche Stopfbüchsenreibung und Dichtung fort, welche bei Anwendung von Preßwasser unvermeidlich ist. Das Ganze wird haltbarer und sicherer, da nur mäßiger Wasserdruck auftritt und Reibungs- wie bewegliche Dichtungsflächen fehlen.

2. Gradführungen und Gradsteuerungen.

Pfeifer gibt in seiner Abhandlung (vgl. hier den Vermerk 6, Seite 371) ausführlich diejenigen Mittel an, welche geeignet sind, die Bewegung des Troges zu sichern. Während das schwimmende, d. h. das mit Luft gefüllte Schiff im Wasser eine stabile Gleichgewichtslage besitzt, so daß es in die aufrechte Lage wieder zu gelangen sucht, wenn äußere Kräfte dasselbe schräg gestellt haben, will ein mit Wasser gefüllter Trog mit großer Gewalt vollends umkippen, wenn er durch eine äußere Kraft zufällig nur ein wenig aus seiner Gleichgewichtslage gebracht ist. Um das zu verhüten, verwendet man Zwangssteuerungen oder Zwangsführungen.

1) Konstruktionszeichnungen der Schütztafeln und Dichtungsvorrichtungen. Handb. d. Ingw. (4. Aufl.), Teil III, 8. Band, S. 344.

a) *Zwangssteuerungen.*

Pfeifer unterscheidet und bespricht diese Zwangssteuerungen und Zwangsführungen. Die geringste Schrägstellung des Troges bewirkt bei den Zwangssteuerungen (System Hoppe, Hebung durch Preßwasser, Pfeifer S. 37 und System Prüsmann, Hebung durch Schwimmer) eine solche Veränderung im Zufluß der Kraft, und zwar meistens eine Verminderung derselben, daß die vorgeeilte Trogecke so lange an der Weiterbewegung gehindert wird, bis die drei anderen, getrennt gesteuerten Ecken nachgerückt sind, und alle vier Ecken nun in derselben Horizontalebene liegen. Erst dann öffnet die Steuerung wieder den Kraftzufluß für die Bewegungsvorrichtung der vorhin zu weit vorgeeilten Ecke. An allen vier Ecken des Troges sind also Hebevorrichtungen und Steuerungen vorhanden, welch letztere durch Hebel mit den vier Punkten einer Horizontalebene verbunden sind, die sich hebt oder senkt. Diese Horizontalebene ist durch vier Muttern gebildet, welche auf vertikalen Schraubenspindeln sitzen. Diese werden durch einen gemeinsamen Antrieb gedreht, so daß sie und damit die Steuerungshebel wie weiter auch der Trog sich gleichmäßig auf- und abwärts bewegen.

Hierbei verbleibt die Gefahr, daß bei einem Versagen der Steuerung, z. B. veranlaßt durch das Verbiegen oder Brechen eines Gliedes derselben, der Trog sich doch so schräg einstellt, daß die außerdem noch vorhandenen, nur mäßig starken Führungen brechen und ein Unfall die Folge ist.

b) *Zwangsführungen.*

Durch die Anwendung hinreichend starker Zwangsführungen läßt sich, dem Vorstehenden entgegen, ein Unfall ganz ausschließen. Hier sind auch vier Schraubenspindeln verwendet, diese aber und die zugehörenden Muttern so stark gemacht, daß sie nicht etwa nur eine Steuerung zu betätigen vermögen, sondern den ganzen Trog in seiner augenblicklichen Lage halten können, wenn auch mehrere oder alle gleichzeitig verwendeten Hebevorrichtungen in ihrem Dienst ganz versagen, z. B. brechen. Diese Spindeln sind vielleicht hundertmal stärker als diejenigen der Zwangssteuerung. Der Vorteil größerer Sicherheit ist aber natürlich durch den Nachteil größerer Kosten und größeren Arbeitsaufwandes erkauft, welch letzterer durch Bedienung der großen, schweren Spindeln entsteht. Trotz dieser Mehraufwendung hat die preußische Bauverwaltung bei Wahl eines Systems der Gradführung für das Hebewerk in Henrichenburg fürsorglich dieser Zwangsführung den Vorzug gegeben. Die Sicherheit des

Betriebes ist dort eben in den Vordergrund aller Erwägungen gestellt worden.

Andere Zwangsführungen benutzen statt Spindel und Mutter, Zahnstange und Zahnrad (Grusonwerk), andere gekreuzte Kettenverbindungen (Grusonwerk, Modell 1); vgl. Pfeifer, S. 26, oder gekreuzte Druckwasserleitungen, vgl. Pfeifer, S. 26—34.

3. Das Schiffshebewerk bei Henrichenburg[1])

am Dortmund-Ems-Kanal (vgl. die vorstehenden Ausführungen unter 2). Abb. 301 gibt eine Skizze, vereinfacht dargestellt.

Das System dieses Hebewerks vereinigt die Schwimmer von Jebens mit der Zwangsführung durch Schraubenspindeln. Das Hebe-

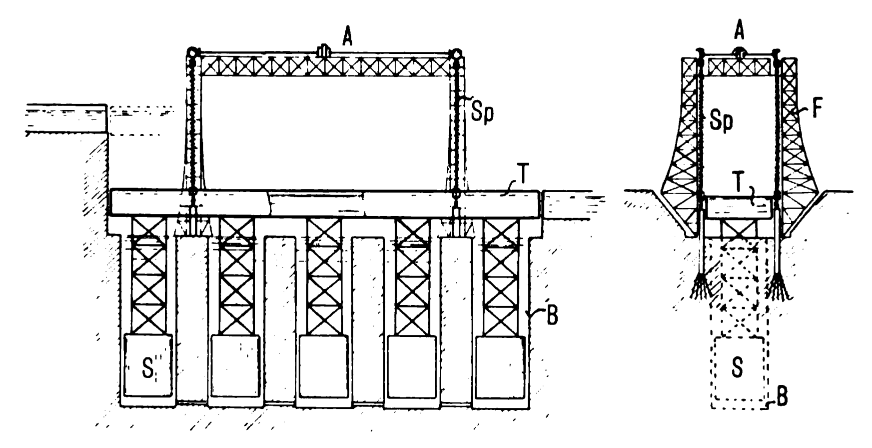


Abb. 301. Schiffshebewerk bei Henrichenburg am Dortmund-Ems-Kanal.

werk überführt Schiffe aus der unteren Haltung des Dortmund-Ems-Kanals nach der um 16 m höheren Haltung Henrichenburg-Dortmund; es dient zur Bedienung von Schiffen bis zu 600 t Tragfähigkeit. Das Wassergewicht im Trog beträgt 1650 t, das ganze bewegte Gewicht über 3000 t.

In Abb. 301 ist *A* der gemeinsame Antrieb (Elektromotor) für die vier Spindeln *Sp* der Zwangsführung, deren Muttern am Trog *T* festsitzen. *S* sind die fünf Schwimmer, welche sich in den fünf Brunnen *B* bewegen. *F* sind vier Führungstürme. Die Brunnen sind 9,2 m weit und reichen bis 30 m unter die Sohle des Bauwerkes hinab. Die Schraubenspindeln sind je aus einem Stück hergestellt

1) Siehe vorn S. 371 die Hinweise 1—4.

und je 24,6 m lang; ihr äußerer Durchmesser mißt 28, der Kerndurchmesser 25 cm. Die Gewindesteigung besitzt das Verhältnis 1 : 8. Die Brunnen haben unten eine massive Sohle und Auskleidung durch gußeiserne Rippenplatten erhalten. Die Gründung bereitete in dem dort anstehenden, felsartigen Mergel keine Schwierigkeit.

Die eigentliche Schleuse, d. h. der Wasserkasten (Trog), besitzt 70 m freie Wasserlänge, bei 8,6 m Breite, zwischen den Scheuerleisten gemessen, und 2,5 m Wassertiefe. Der Trog ist in einer 70 m langen Brücke eingehängt, deren Träger so stark sind, daß sie den Trog auch dann stützen, wenn ein oder mehrere Schwimmer durch einen Unfall außer Wirksamkeit treten. Der Druck des Troges wird dann durch die beiderseitigen Brückenträger mit Hilfe der am Trog sitzenden Muttern auf die Schraubenspindeln abgegeben, welche im Betriebe fast spannungslos sind. Der für eine Doppelschleusung erforderliche Zeitaufwand, d. h. für Auf- und Niedergang einschl. Ein- und Ausfahrt eines zu Berg und eines zu Tal gehenden Schiffes, beträgt im günstigsten Fall nur 15 Minuten. Die einfache Auf- oder Abfahrt selbst dauert nur $2^1/_2$ Minuten. Die Gesamtkosten des Hebewerks betrugen $2^1/_2$ Millionen Mark. Die Ausführung erfolgte von der Firma Haniel & Lueg, Düsseldorf, welche auch den ersten Entwurf lieferte.

Fünfter Abschnitt.

Häfen (ports, harbours).

Literatur:

Binnenhäfen.

1. Flußhäfen, Handb. d. Ingw. (3. Aufl.), III, 2. Abt., 1. Hälfte, Landwirtsch. Wasserbau, Binnenschiffahrt, Flußbau, Deiche, S. 583.
2. Handb. d. Bauk. III, 2. Heft, S. 201.
3. Pläne der Binnenhäfen Deutschlands in einer Mappe (Handelskammer, Dresden), Verlag Trowitzsch & Sohn, Berlin 1890. Mk. 28,—.
4. Hafenanlagen zu Breslau, herausgeg. vom Magistrat zu Br. Mk. 20,—.
5. Der neue Rheinhafen zu Düsseldorf, herausgeg. von der Stadt Düsseldorf, 1896. Mk. 7,—.
6. Stübben. Neue Werft- und Hafenanlagen zu Köln, 1898. Mk. 20,—.
7. Der Ruhrorter Hafen (Festschrift 1896).
8. Fr. Krause. Neue Hafenanlagen in Stettin. Mk. 4,—.
9. H. Garbe. Der Weichselhafen Brahemünde u. die Kanalisierung der Unterbrahe (Z. f. Bauw. 1888, S. 211 u. Bl. 34—37). Verlag Ernst & Sohn, Berlin. Mk. 8,—.
10. Zeitschr. f. Binnenschiffahrt. Z. B. 1904, S. 227: Narten, Der neue Industriehafen in Harburg; S. 296: Der städt. Hafen zu Münster am Dortmund-Ems-Kanal; S. 304: Der Rheinhafen zu Krefeld.
11. Zeitschr.: „Das Schiff“.

Seehäfen.

12. Handb. d. Ingw., III, 3. Abt., Wasserbau am Meere und in Strommündungen (3. Aufl.), S. 347. Mk. 32,—.

12a. Ergänzungsheft dazu, III, 3, S. 62. Mk. 6,—.

13. Cours de Travaux maritimes I, S. 145, Häfen. Hafenpläne im Atlas. Desgl. II, S. 369, Hafeneinrichtungen. Mk. 80,—.
14. G. Hagen. Wasserbaukunst, Teil 3.
15. L. Hagen. Die Seehäfen in den Provinzen Preußen und Pommern.
    I. Der Hafen zu Pillau und Neufahrwasser (Zeitschr. f. Bauw. 1883, S. 249 u. 363 sowie Bl. 43 u. 57). Mk. 5,—.
    II. Der Hafen zu Memel (Zeitschr. f. Bauw. 1885). Mk. 5,—.
16. Die Häfen der Provinz Schleswig-Holstein (Zeitschr. f. Bauw. 1893). Mk. 5,—.
17. Hafen von Harburg (Zeitschr. f. Bauw. 1895, S. 107 u. 317, Bl. 16—18). Mk. 4,—.

18. Christ. Havestadt. Die Sundhäfen von Dänemark und Schweden (1881). Mk. 4,—.
19. H. Lentz. Der neue Hafen in Cuxhaven (Zeitschr. f. Bauw. 1898, S. 383 u. Bl. 46—48). Mk. 6,—.
20. Einrichtung und Betrieb der Fischereihäfen in England und Schottland, auch Hafenmauern. Mk. 4,—.
21. H. Keller. Studien über die Gestaltung der Sandküsten und die Anlage von Seehäfen im Sandgebiet. Mk.-4,—.
No. 15—21 Verlag Wilh. Ernst & Sohn, Berlin, z. Teil Sonderabzüge der Zeitschr. f. Bauw.
22. Die Seehäfen des Weltverkehres, Handelsstatistik und Skizzen. Verlag Alexander Dorn, Wien.

I. Binnenhäfen.

A. Einteilung und Zweck der Häfen.

Häfen dienen in erster Linie dem Lösch- und Ladeverkehr. Schutzhäfen (vgl. Abb. 244, Band I, S. 255) und Winterhäfen treten an geeigneten Plätzen hinzu. Tunlichst alle Häfen, zumal aber die



Abb. 302. Ladeufer der Seine in Paris.
Eigene Aufnahme.

zuletzt genannten Arten, sind durch hochwasserfreie Deiche (Dämme) vor Strömung und Eisgang geschützt.

Zunächst sind in Ortschaften die Ufer der Flüsse so ausgebaut worden, daß an ihnen ein Lösch- und Ladeverkehr stattfinden kann. Abb. 302 zeigt die Seine in Paris, deren Vorländer als Hafengelände dienen. Ihre geringe Höhenlage erleichtert den Verkehr zwischen Schiff und Land, läßt aber eine gelegentliche Überflutung zu, so daß nur Waren, wie Steine und dergl., welche durch Wasser nicht allzusehr leiden, dort lagern können.

B. Handelshäfen und ihre Einrichtung.

Beispiel: Hafen von Köln.

Wo in Städten der Fluß zur Abführung seines Hochwassers tiefliegender Vorländer nicht bedarf, wird man die Ufer schon im

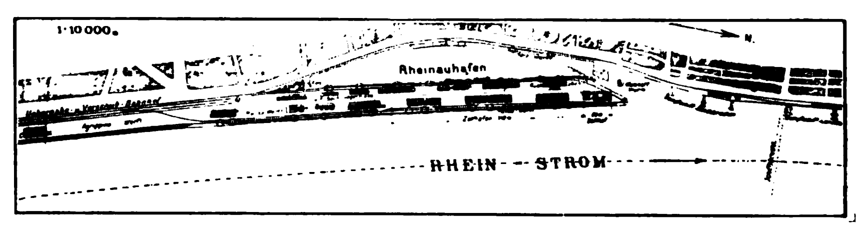


Abb. 303. Rheinauhafen, Köln.

Interesse des Straßenverkehrs bis über Hochwasser führen, und zwar dort geböscht, wo das Gelände nicht so wertvoll ist, als daß sich die kostspieligere Einfassung durch steile oder vertikale Uferwände wirtschaftlich rechtfertigte. Eine steile Uferwand finden wir hingegen in größeren Städten, z. B. in Berlin, vgl. Abb. 284, Band I, S. 294, ferner dort, wo ein Kranbetrieb eingerichtet werden soll, oder wo die Beschaffenheit der Ladung einen Verkehr mit dem Schiff am geböschten Ufer nicht gestattet, weil das Schiff dann zu weit von der oberen Uferkante abliegt.

Die eingetretene bedeutende Steigerung des Schiffsverkehrs erheischt für bedeutendere Hafenplätze aber mehr Uferlänge als der Fluß an sich bietet. Auch fehlt an den alten Lösch- und Ladeufern innerhalb der Orte meistens die erforderliche Geländebreite für benötigte Hafeneinrichtungen, wie Gleise, Schuppen und Speicher. Zudem ist die Lage der Schiffe am offenen Strom bei Hochwasser und Eisgang eine gefährdete. Man legt daher in tunlichster Nähe des Ortes seitlich der Wasserstraße besondere Häfen an.

Der Rheinauhafen bei Köln, Abb. 303—306, sei hier als Beispiel aufgeführt. Das verwendete Gelände ist zum Teil dem Strom abgewonnen, dessen Hochwasserspiegel dafür am rechten Ufer

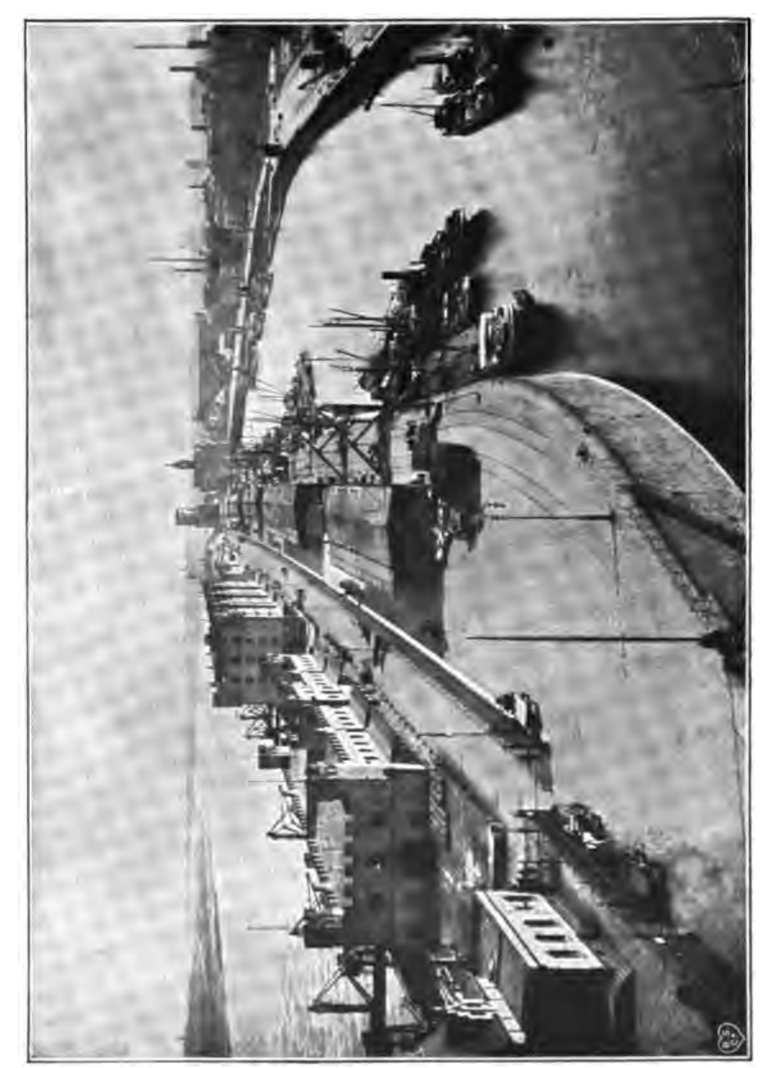


Abb. 304. Blick in das Innere des Kölner Hafens von der Drehbrücke aus gesehen; vgl. Abb. 303—306.

durch Abgrabungen erweitert ist, teils durch Niederlegung veralteter Befestigungswerke gewonnen. Die hier gegebenen Abbildungen sind dem Sonderführer 6 des internationalen Schiffahrtskongresses zu Düsseldorf entnommen.

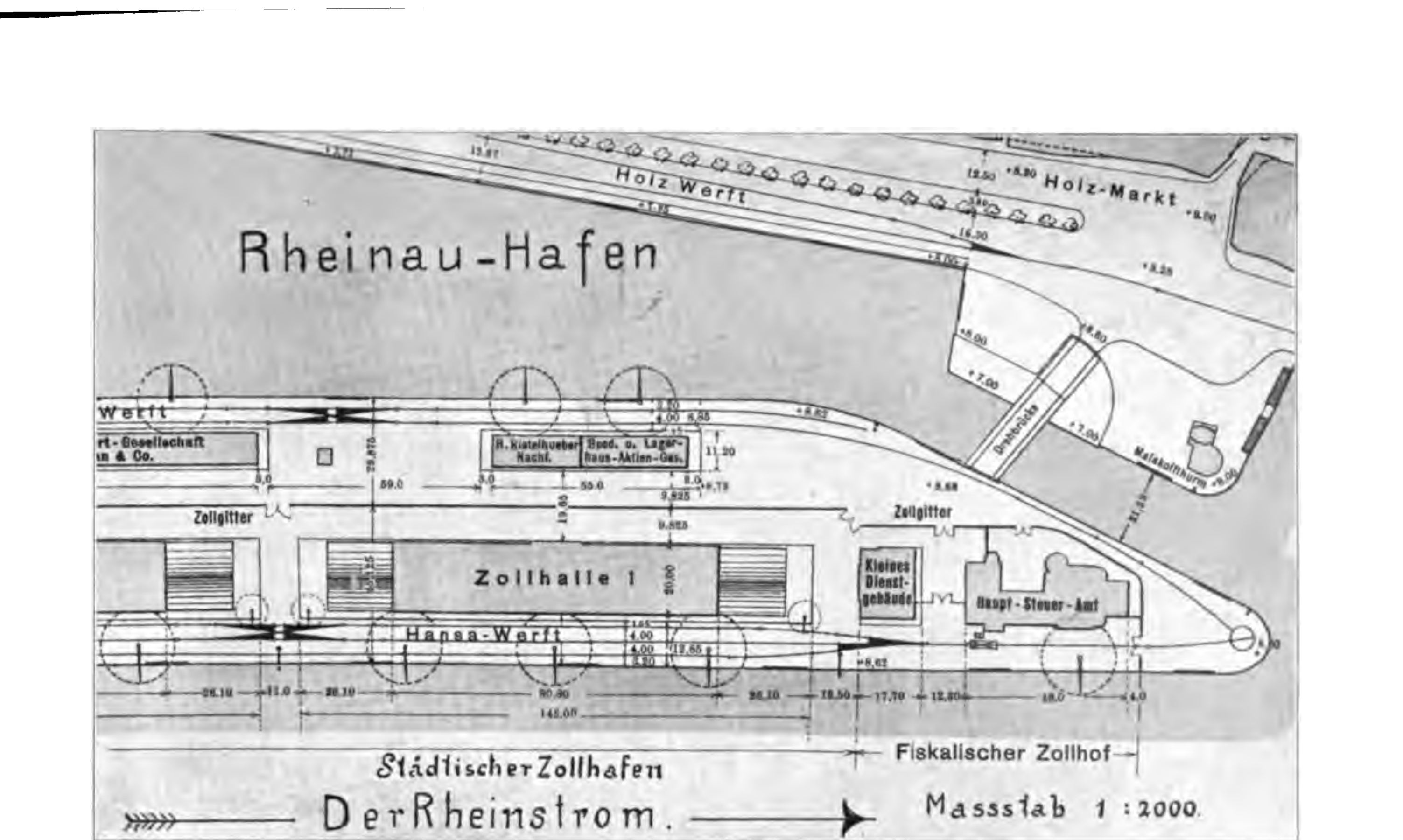


Abb. 305. Der Hafen von Köln. Unterer Teil mit der Hafeneinfahrt.

Abb. 305 zeigt die Verkehrseinrichtungen des Hafens und die Hafeneinfahrt.

Güter, welche unter Zollverschluß ankommen und erst bei ihrem

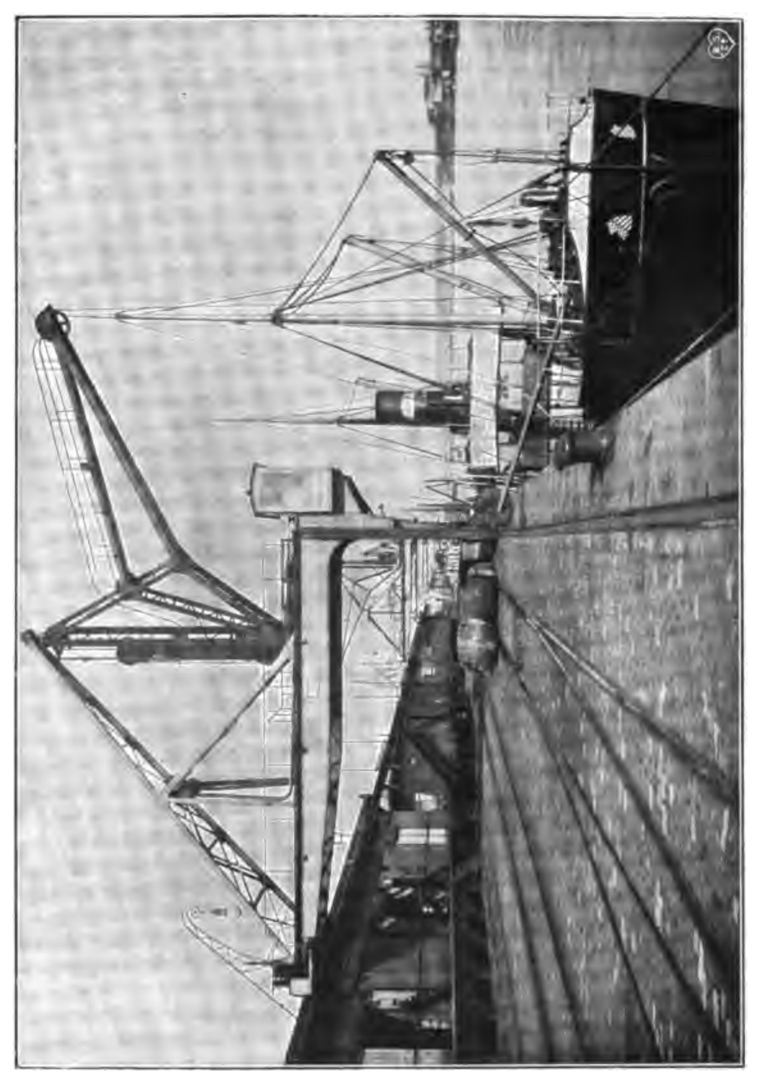


Abb. 306. Ladeufer der Hansa-Werft am Rheinstrom bei Köln.

Übergang auf das Zollgebiet verzollt werden, finden auf einem besonderen, eingefriedigten Gebiete Aufnahme. Es sind Gleise vorhanden, eines für Eisenbahnwagen, welche am Schuppen be- oder

Abb. 307. Getreidespeicher am Duisburger Hafen.

Die Abb. 307 und 310 sind dem Sonderführer 2 und 3 vom IX. Internationalen Schiffahrtskongreß zu Düsseldorf entnommen.

entladen werden, ein zweites für die Aufstellung der ankommenden und hernach der abgehenden Wagen, und ein drittes, ein Verkehrsgleis, für Lokomotiven. Schließlich befindet sich an der Uferkante noch eine einzelne Kranschiene, vgl. hier Abb. 306 und weiter hinten Abb. 329. An Seehäfen liegen bisweilen auch vier Gleise nebeneinander.

Abb. 306 zeigt das Ladeufer am Rhein, dessen Bauausführung im Grundbau, Band I, S. 41—47, an Hand der Abb. 32—39 besprochen ist.

Die Kräne werden durch Druckwasser bedient. Die Güter, die an derartigem, hochwasserfreiem Hafengelände gelöscht oder geladen werden, bestehen vorwiegend in Kolonialwaren, Industrieerzeugnissen und aus Stückgut anderer Art.

Je nach Art der Ware und ob dieselbe gelöscht oder geladen wird, gestalten sich die Hafeneinrichtungen ganz verschieden. Abb. 307 zeigt die Behandlung des mit Schiff ankommenden Getreides durch Elevatoren.[1]) Ein an einem Ausleger beweglich angebrachtes Baggerwerk entnimmt das Getreide dem Schiff und führt es durch ein Fallrohr dem unteren Teil eines festen, vertikalen Elevators

1) 1. Handb. d. Ingw., III, 3. Abt., S. 414 bis 418. — 2. Cours de Travaux maritimes, II, S. 425—442.

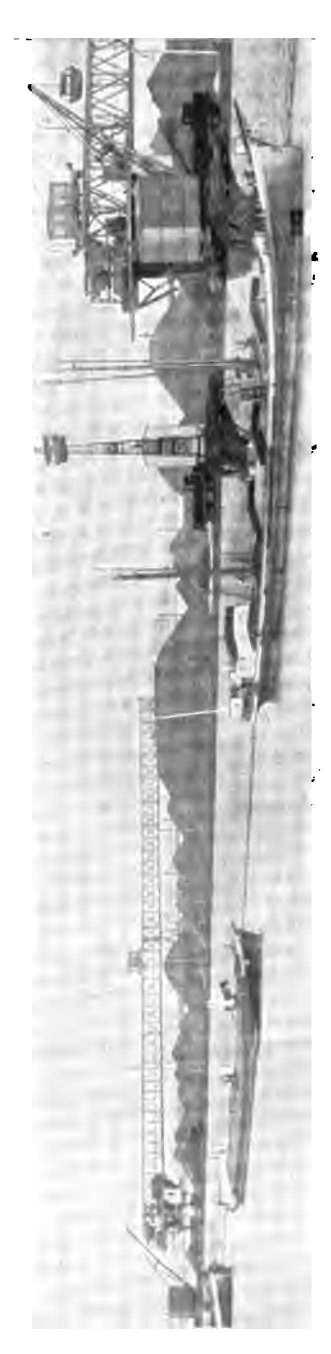


Abb. 308. Lagerplatz des Rheinisch-Westfälischen Kohlensyndikats am Rheinau-Hafen bei Mannheim.

zu, welcher so eingerichtet ist, daß er das Getreide entweder an eine selbsttätige Wage oder direkt an Eisenbahnwagen oder durch ein großes Fallrohr an den Speicher abgibt. Hier hebt ein dritter Elevator die Ware auf irgend eines der vielen Stockwerke, wo über Rollen laufende Tragbänder das Getreide der Länge und Quere nach über die Böden verteilen.

Der Kohlenverkehr erfordert ganz besondere und sehr große Einrichtungen. Abb. 308 zeigt die Vorkehrung an Häfen, wo Kohleneinfuhr mit Schiff stattfindet. Mit Kränen wird die Kohle in Klapptrögen gehoben und auf langen Brücken landwärts gefahren, um dann in großen, geschütteten Haufen auf dem Hafengelände gelagert zu werden.

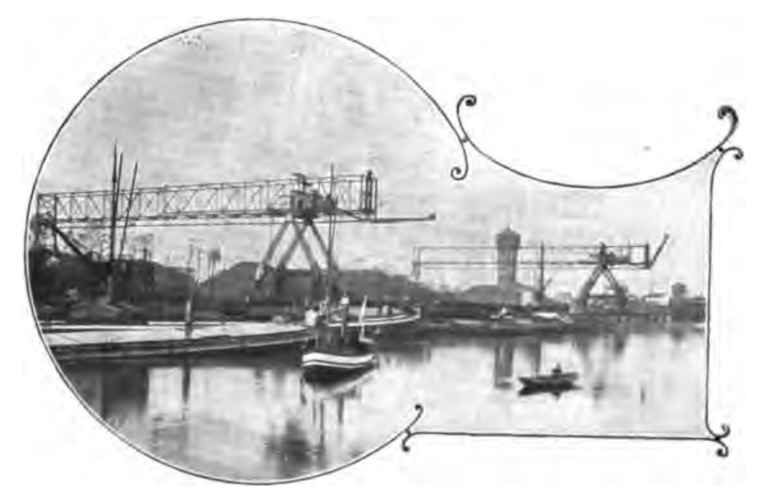


Abb. 309. Kranbrücken am Erzlager im Ruhrorter Hafen.

Auch das Löschen mit Schiff eingeführter Erze [1]) erfolgt in ähnlicher Weise; vgl. die Erzlager der Gutehoffnungshütte auf Abb. 309 und ferner dasselbe im Hintergrunde auf Abb. 313.

Die Ausfuhr von Kohle zu Schiff erfordert völlig andere Hafeneinrichtungen. Kohlenkipper (basculeur, coal tip) [2]) werden

1) Roloff, Nordamerik. Wasserbauwesen, Zeitschr. f. Bauw., Ergänzungsheft, 1895. (Fahrbare Verladebrücke, Sonderabdr. S. 50, Erzverladepier S. 54.)

2) 1. Handb. d. Ingw., III, 3. Abt., Wasserbau am Meer u. in Strommündungen (3. Aufl.), S. 403; desgl. Ergänzungsh., III. 3. Abt., Seekanäle usw., S. 67. — 2. Cours de Travaux maritimes, II. S. 406—415. — 3. Gerdau, Vortrag über Lösch- u. Ladeeinrichtungen. Deutsche Bauz. 1891. S. 415. — 4. Kohlensturzvorrichtung im Hafen zu Antwerpen; Beschr. des Hafens in der Festschrift zum VII. intern. Schiffahrtskongreß in Brüssel 1898.

benutzt, um ganze Wagenladungen unter Vermittelung großer Trichter in den Kahn rutschen zu lassen (Abb. 310). Der Wagen kippt durch sein eigenes Gewicht, sobald die Bremse, die ihn beim Auffahren hält, gelöst wird. Unter Mitwirkung eines Gegengewichtes richtet sich der entleerte Wagen nebst Bühne von selbst wieder auf, wenn die Bremse der Kippvorrichtung ein zweitesmal gelöst wird (Patent der Gutehoffnungshütte). Auch kann dazu hydraulische Kraft benutzt werden.

Abb. 311 zeigt Einrichtungen zur Verschiffung schlesischer Kohle auf Oder und Spree. Rechts ist eine Reihe Kipper zu sehen.

Der Ruhrorter Hafen zeigt unter den Binnenhäfen Deutschlands infolge der benachbarten zahlreichen Zechen den weitaus größten Verkehr, zumal in Form von Kohlenausfuhr.

Abb. 312 gibt die vorhandenen Hafenanlagen von Ruhrort und Duisburg sowie, durch gestrichelte Linien angedeutet, die überaus bedeutende Hafenerweiterung beider Orte an, welche zu einer wirtschaftlichen Vereinigung der bisher getrennten Gemeinden geführt hat.

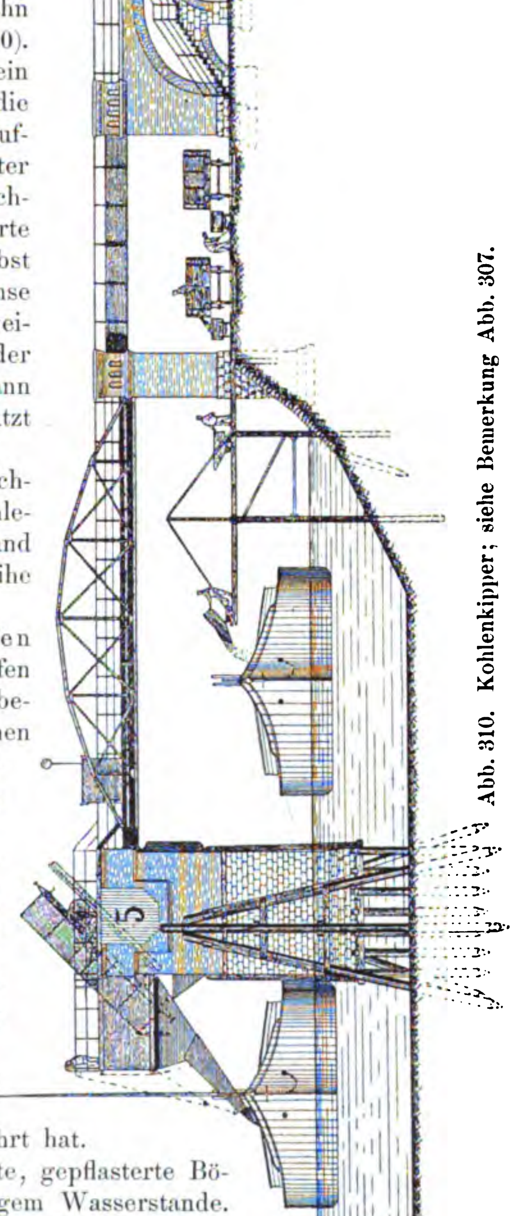


Abb. 310. Kohlenkipper; siehe Bemerkung Abb. 307.

Abb. 314 zeigt eine alte, gepflasterte Böschung bei äußerst niedrigem Wasserstande. Neuerdings wird dem Ausbau der Ufer besondere



Abb. 311. Kohlenkipper am Oderhafen bei Cosel; vor Inbetriebsetzung desselben.
Aufnahme der Bauverwaltung.

Aufmerksamkeit geschenkt. Unter anderem gelangen auch Spundwände aus Eisenbeton zur Verwendung.

Eine Lagerung der Kohle wird vorwiegend nur zur Winterzeit bei geschlossener Schiffahrt erforderlich, oder überhaupt dann, wenn mehr Kohle mit der Bahn angefahren wird, als mit Schiff weiter befördert werden kann. Abb. 316 zeigt, wie die Kohle aus Eisenbahnzügen, welche auf lange Pfeilerbahnen auffahren, auf die Lagerplätze geschüttet wird. Die verwendeten, mit Klappen versehenen Wagen sind für diesen Betrieb besonders eingerichtet.

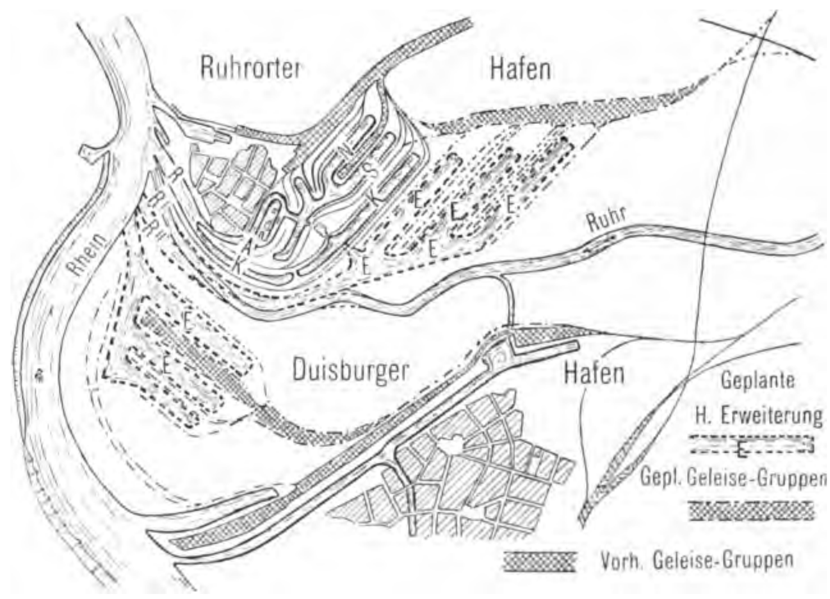


Abb. 312.

Abb. 317 zeigt ein kleineres Kohlenlager, auf welches die Kohle nicht mit dem Eisenbahnwagen gefahren, sondern mit der Handkarre gekippt ist. Die Abfuhr der Kohle vom Lager zum Schiff erfolgt mit der Handkippkarre an besonderen auskragenden Ladestegen, vgl. Abb. 311 (links).

Zur Entwicklung des Ruhrorter Hafens ist noch zu erwähnen, daß zunächst die Mündung *R* der Ruhr als Liegeplatz der Schiffe benutzt wurde; vgl. Abb. 312. Das Rheinufer liegt daselbst in der Konkaven. Hinreichende Wassertiefe findet sich also nahe dem Ufer. Als später die Ruhr selbst dem wachsenden Schiffsverkehr nicht mehr hinreichende Uferlänge bot, wurde der auf



Abb. 313. Blick in den Nordhafen von Ruhrort; Teil *N* Abb. 312.
Aufnahmen 313 und 316 vom Photographen C. Jacke, Ruhrort.



Abb. 314. Ausbildung des Ufers im alten Ruhrorter Hafen.
Eigene Aufnahme.



Abb. 315. Der Ruhrorter Hafen.
Eigene Aufnahme.



Abb. 316. Kohlenpfeilerbahn, siehe Abb. 313.

Abb. 312 mit *A* bezeichnete alte Hafen erbaut. Strömung, Eisgang und Sinkstoffführung der Ruhr ließen den Flußlauf in der Folge aber nicht als einen zweckmäßigen Zugang zum Hafen erscheinen. Der Unterlauf der Ruhr wurde stromauf des Rheines nach *R'* verlegt. Der alte Ruhrlauf *R* diente hinfort allein als Zufahrtskanal für den Hafen, welcher zugleich durch Anlage des Nord- und Südhafens (*N* und *S*, Abb. 312, S. 389) erweitert wurde.

In den achtziger Jahren ist dann der Kaiserhafen *K* angelegt worden, und abermals mußte der Ruhrlauf von *R'* nach *R''* verlegt werden, da die Zufahrt *R* dem bedeutend gewachsenen Schiffsverkehr



Abb. 317. Blick auf ein Kohlenlager mit Handbetrieb.
Eigene Aufnahme.

nicht mehr genügte. Durch die jetzt in Ausführung begriffene Erweiterung *E* werden abermals die Verhältnisse völlig geändert. Alte



Abb. 318. Schraubenschleppdampfer auf dem Rhein.



Abb. 319. Rheinseedampfer.

Drehbrücken (vgl. Bauweise Abb. 321) verschwinden, an ihre Stelle treten sehr große Klappbrücken. Die Uferwände werden zum Teil



Abb. 320. Hafenzufahrtskanal, verlassener Ruhrarm.

Die Abb. 309 und 318—321 sind der Schrift „Der Ruhrorter Hafen", von dem Königl. Wasserbauinspektor in Ruhrort bearbeitet, und dem 2. und 3. Sonderführer des IX. internationalen Schiffahrtskongresses zu Düsseldorf entnommen.

auf Betonbrunnen, durch Gurtbögen verbunden, gegründet. Die Räume unter den Bögen werden durch Eisenbetonspundwände geschlossen. Kohlenkipper von neuer, verbesserter Anlage werden erbaut. Eine Fülle interessanter Ingenieurbauten ist also dort jetzt



Abb. 321. Alte Drehbrücke am Ruhrorter Hafen.

im Entstehen begriffen, deren Veröffentlichung seitens der Bauverwaltung im Laufe der nächsten Jahre erfolgen wird.

Es würde den Rahmen dieser Schrift überschreiten, hier noch auf mannigfach andere Einzelheiten von Hafeneinrichtungen, wie z. B. Holzschleppen, Anlagen für Petroleum und verschiedene Industriezweige einzugehen. Das bleibe späteren Sonderstudien überlassen.

II. Seehäfen (ports maritimes, seaports).[1]

A. Offene Häfen oder Tidehäfen, in welchen der Wasserstand bei Flut und Ebbe wechselt.

Die Seeschiffe[2]) fahren so weit in die Meeresbuchten oder die Flußmündungen hinein und auch weiter flußaufwärts, wie die Fahr-

1) Handb. d. Ingw. (3. Aufl.), III, 3. Abt., „Wasserb. am Meere u. in Strommündungen“, S. 347.

2) Über Seeschiffe (Arten, Abmessungen, Tiefgang u. Betrieb): Handb. d. Ingw., III, 3. Abt. (3. Aufl.), S. 83—138, Ergänzungsheft dazu, III (3. Aufl.)

wassertiefe ihnen das gestattet. Es wird so der Landtransport der Ware vermindert, welcher meist teurer ist als derjenige mittels Seeschiff. Zudem eignen sich die unteren Strecken der Mündungen großer Ströme sowie weite Meeresbuchten nicht als Liegeplatz für Schiffe; denn diese sind da gegen Sturm und Wogengang nicht geschützt. So entstanden die größeren Seeplätze dort, wo in früherer Zeit die Grenze der Seeschiffahrt durch die örtlichen Verhältnisse und durch den Tiefgang der Schiffe gegeben war. Heute sind viel-



Abb. 322. Die Elbe bei Hamburg.
Schleppdampfer mit Schute, Verkehrsmittel für Ware im Hafen.

fach große flußbauliche Aufwendungen erforderlich, um Seestädte, wie z. B. Hamburg und Bremen, durch ein hinreichend tiefes Fahrwasser mit der See in Verbindung zu halten; denn der Tiefgang der Seeschiffe hat sich im Verlauf der Jahrhunderte mehr denn verdreifacht.

(Seekanäle, Strommündungen, Seehäfen), Seek. S. 8—11; Rheinhards Ingenieurkalender für Straßen- und Wasserbau, Beilage, I. Abt., S. 121 unten und S. 122, Schiffvermessungsordnung von 1872; Cours de Travaux maritimes, I, S. 124 bis 144. Größte Länge der Seedampfer etwa 215 m, größte Breite gut 22 m und größter Tiefgang gut 9 m. Der größte Tonnengehalt beträgt etwa 25000 t.

1. Die Reede (rade, anchorage).

Man unterscheidet den äußeren Hafen, die „Reede", und den inneren, den Verkehrshafen. Die Reede bietet den Schiffen hinreichenden Schutz und guten Ankergrund, also einen sicheren Liegeplatz. Abb. 323 zeigt, wie auch der Elbstrom bei Hamburg als Reede benutzt wird. Allerdings findet auch hier vielfach ein Lösch- und Ladeverkehr in kleinerem Umfange statt, und zwar unter Vermittelung von Schuten, das sind große Boote oder Prähme (vgl.

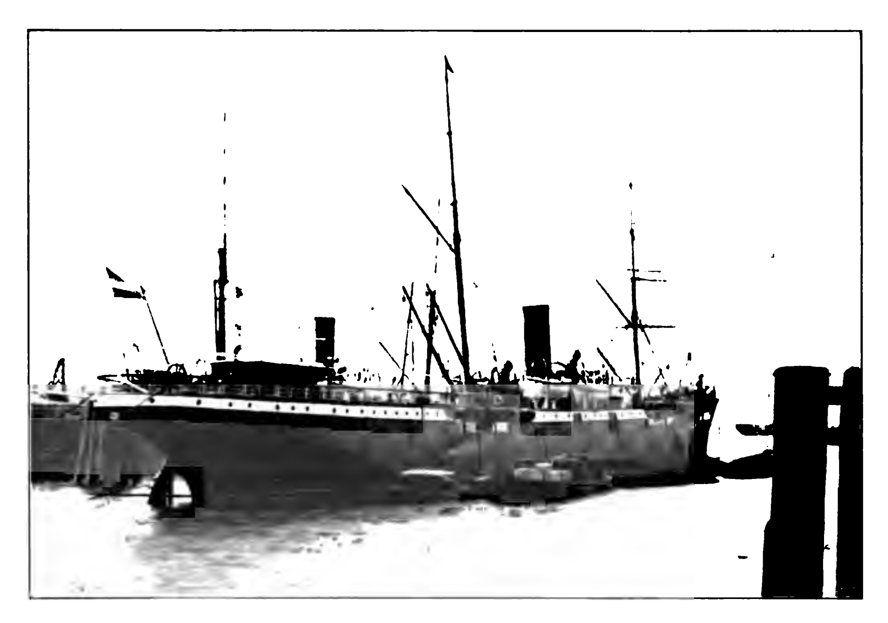


Abb. 323. Dampfer auf dem Elbstrom vor Hamburg liegend, an Ducdalben vertaut.

Abb. 322 und 323). Weiter draußen löschen bisweilen infolge zu bedeutenden Tiefganges ankommende, sehr große Seeschiffe unter Benutzung geschlossener, mit Kranausrüstung versehener Prähme, sogenannter Leichter (vgl. Bremen, Abb. 329), einen Teil ihrer Last, bevor sie mit dem Rest der Ware den inneren Hafen zu erreichen vermögen. Neuerdings ist abwärts von Hamburg eine Fahrrinne, bei mittlerem Hochwasser 10 m tief und 200 m an der Sohle breit, im Elbstrom gebaggert, so daß hinfort auch die Seeschiffe mit größtem Tiefgang die Hamburger Häfen erreichen werden.

In Marinestationen liegen ferner die in Dienst gestellten Kriegsschiffe meistens auf der Reede vor Anker, und zwar in solchen

gegenseitigen Abständen, daß sie bei wechselndem Winde sich um ihren Ankerpunkt frei im Kreise drehen können.

2. Der innere Hafen

dient dem Lösch- und Ladeverkehr in erster Linie. Hier sind die Ufer so ausgebaut, daß die Schiffe an ihnen anlegen und schnell löschen und laden können. Das Schiff ist dort in innige Verbindung mit den Verkehrsmitteln des Binnenlandes gebracht, mit Eisenbahnen, Ladestraßen und den Binnenwasserstraßen. Insbesondere gilt es, das Hafengelände so in Landzungen aufzulösen, daß eine große Uferlänge für anlegende Schiffe geschaffen wird.

Abb. 324 [1]) zeigt, wie das am Hamburger Hafen erreicht ist. Links ist ein kleiner Teil der Stadt, welche Zollgebiet bildet, zu sehen. Die Stadt ist vom Freihafen durch den Zollkanal abgegrenzt, welcher noch dem Zollinland angehört und die oberhalb wie unterhalb Hamburgs liegenden Teile des Zollgebietes der Elbe miteinander verbindet. Inmitten des Bildes erscheinen die Freihafenspeicher, welche durch Binnenwasserstraßen mit der Elbe und den Seehäfen verbunden sind. Auf dieser Halbinsel wohnten, bevor der Hamburger Freihafen gebaut wurde, etwa 16000 Menschen, deren meist alte Wohnhäuser abgerissen werden mußten, um für die Speicheranlagen Raum zu schaffen. Diese sollten im Freihafengebiet an der Elbe liegen und doch noch in naher Verbindung mit der Stadt verbleiben, da der Personenverkehr zwischen der Stadt und den Speichern, in welchen sich auch viele Kontore befinden, sehr rege ist. Weiter an der Elbe folgen die zuerst (nach 1860) gebauten Seeschiff-, insbesondere Dampferhäfen mit Dampfkranbetrieb ausgerüstet. Jenseits der Elbe, oben inmitten des Bildes, zeigen sich die Häfen für Binnenschiffe, daneben rechts die für den Zollanschluß 1883—1888 errichteten Seehäfen. Dann folgt ein Gelände für industrielle Anlagen, Werften und Fabriken und noch weiter flußabwärts, als die Darstellung nach rechts hin reicht, sind in jüngster Zeit gewaltige Häfen für Seeschiffe entstanden, unter welchen der Kaiserhafen (Abb. 328) insbesondere zu nennen ist. Letzterer hat bei mittlerem Hochwasser eine Tiefe von 10 m erhalten, die meisten übrigen Seehäfen Hamburgs zeigen $9^1/_2$ m, die älteren weniger Tiefe. Von welch großem Umfange diese Anlagen sind, erhellt schon aus dem Umstande, daß allein die für den Zollanschluß in den fünf Jahren von 1883—1888

1) Das farbig gehaltene, anschauliche Originalbild (Format 33 × 54 cm). davon Abb. 324 eine Verkleinerung bietet, ist von der Verlegerin, der Hamburger Börsenhalle, oder im Buchhandel für Mk. 2,— zu beziehen.

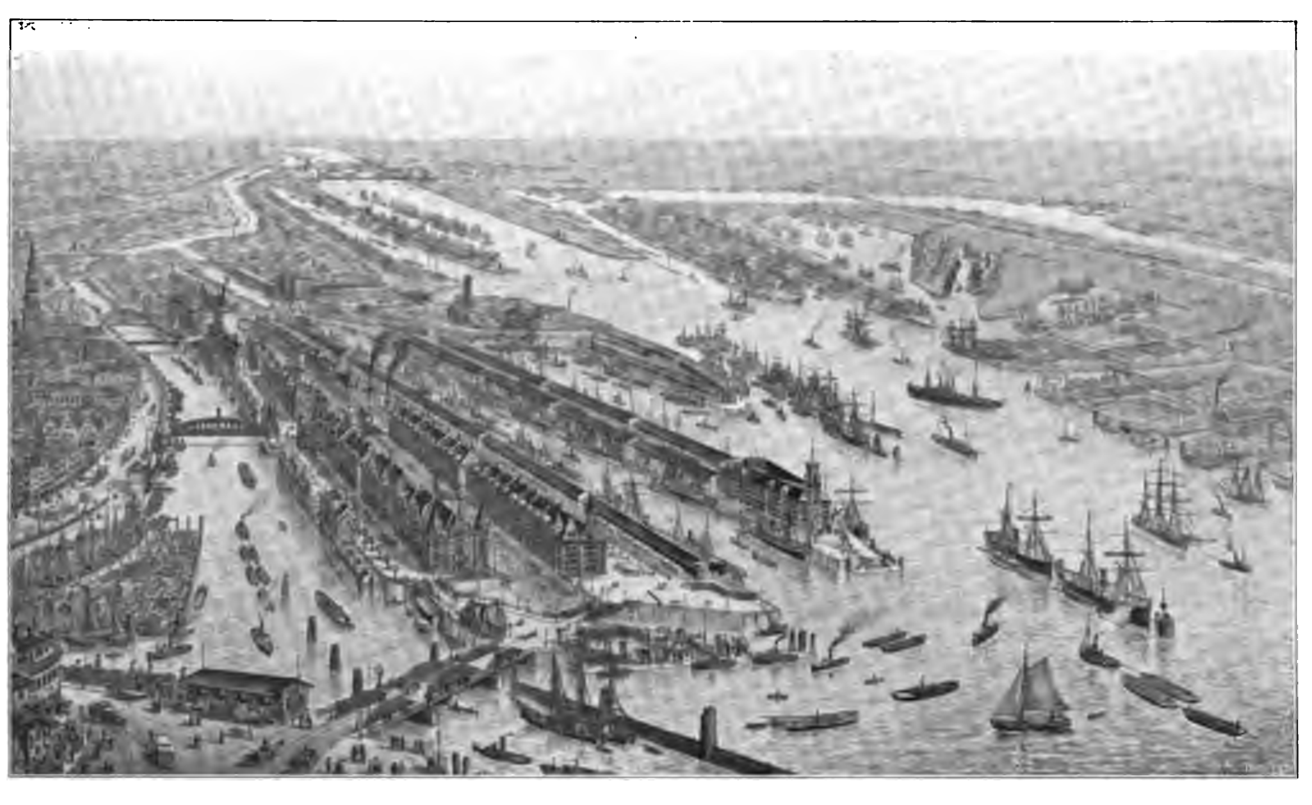


Abb. 324. Hamburger Häfen; vergl. auch Abb. 349.



Abb. 325. Der Zollkanal bei Hamburg.
Eigene Aufnahme.



Abb. 326. Sandtorkai in Hamburg;
eine der älteren Kaianlagen am rechten Elbufer (Stadtseite).
Aufnahme vom Photographen Otto Joop, Hamburg.

beschafften Hafeneinrichtungen einen Kostenaufwand von über hundert Millionen Mark erfordert haben.

Abb. 325 zeigt eine schwimmende Zollplanke, welche die Elbe vor Hamburg, die Zollausland bildet, vom Zollkanal (vgl. Abb. 324) trennt, soweit dieser eine Teilfläche des Elbstromes bildet. An den Zugängen befinden sich Zollabfertigungsanlagen. Das andere, rechte Ufer des Zollkanals, hier in Abb. 325 nicht zu sehen, ist Stadtgebiet.



Abb. 327. Der Segelschiffhafen in Hamburg, vollendet 1888.
Der Viermaster, die „Potosi".

Der Lösch- und Ladedienst hat sich in den letzten fünfzig Jahren sehr verändert. Die bedeutenden Kapitalien, welche in den Schiffen wachsender Abmessung, namentlich in den Dampfschiffen, festgelegt wurden, forderten einen beschleunigten Lösch- und Ladeverkehr. Man erbaute daher (zuerst in den sechziger Jahren) mit fahrbaren Kränen ausgerüstete Kais, daneben auf dem Ufer ein Eisenbahngleis und langgestreckte Schuppen. Das ankommende Schiff findet einen leeren Schuppen vor, welcher die eingeführten Waren schnell aufnimmt. In anderen Schuppenabteilungen ist die Ware, welche das Schiff nachher aufzunehmen hat, im voraus aufgestapelt, so daß sich auch das Ladegeschäft schnell vollzieht. Die angekommene

Ware wird im Schuppen nach Empfängern sortiert und mittels Eisenbahn oder durch Fuhrwerk weiterbefördert. Vielfach wird aber gleichzeitig zu Lande und zu Wasser (mit Schuten oder Binnen-

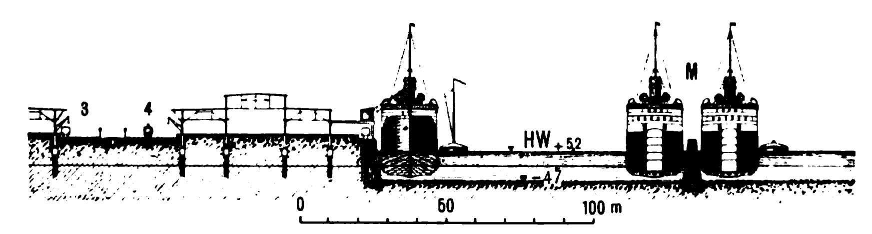


Abb. 328. Der Kaiserhafen bei Hamburg.

schiffen) das Ladegeschäft betrieben. Es sei erwähnt, daß dieses Geschäft, dasjenige der Stauer, einen besonderen, selbständigen Ge-



Abb. 329. Der Freihafen von Bremen.
Eigene Aufnahme.

schäftszweig bildet. Der Stauer übernimmt das Entladen eines Schiffes zu einem bestimmten, vorher abgemachten Preis. Das einmalige Entladen eines sehr großen Schiffes kostet bis zu 5000 Mark. Die

Hafenarbeiter im Dienste des Stauers heißen in Hamburg Schauerleute, d. h. Schuppenleute.

Abb. 328 zeigt im Querschnitt[1]) einen Teil des neuen Kaiserhafens. Die Hafenmittellinie verläuft zwischen den beiden Schiffen bei *M*. Die Schuppen sind um ein Mehrfaches breiter als diejenigen der alten Anlagen. Ausladende Dächer sind auf der Wasserseite verschwunden, da die Schiffskörper weit höher aus dem Wasser ragen als früher, und daher die nun hochgreifenden Kranausleger anderenfalls in ihrer Bewegung behindert sein würden. Die links in Abb. 328 eingeschriebenen Zahlen 3 und 4 geben die Anzahl der Gleise. Winkelkräne, durch Elektrizität getrieben, sind hier angewendet; siehe diesen Abschnitt unter V.

Abb. 329 gewährt einen Blick auf den Freihafen von Bremen. Am Kai liegen Leichterfahrzeuge, welche nahe der Wesermündung dem Seeschiff Ware abgenommen haben. Auf diese Weise können zudem auch manche größere Seeschiffe, welche bei voller Belastung zu viel Tiefgang haben würden, Bremen noch erreichen, nachdem sie geleichtert haben.

Abb. 330 und 331 zeigen die durch Druckwasser bewegten Winkel- und Portalkräne[2]) (grue, crane). Beide Arten nehmen vom Kaigelände nur wenig Raum fort, sie beanspruchen an Raum nur die Breite der wasserseitigen Laufschiene und des vorderen, auf diese sich stützenden Kranbeines; vgl. Abb. 329.

Die Anlage des Freihafens von Bremen bedingte eine Korrektion und Vertiefung der Unterweser, welche allein 30 Millionen Mark Kosten verursacht hat; siehe S. 167. Es ist jetzt Schiffen bis gut 5 m Tiefgang möglich, bis Bremen zu gelangen. Auch hier werden zurzeit bedeutende Hafenerweiterungen ausgeführt.

Die großen Seestädte haben an den Flußmündungen besondere Häfen erbaut. Dieselben sollen einmal den am tiefsten gehenden Schiffen, welche bei voller Ladung den Hafen bei der Seestadt nicht erreichen können, Liegeplatz und Schutz gewähren wie ferner als Winterhäfen dienen (Abb. 332 und 333). Auch bilden sie im Personenverkehr die Endstation der Seefahrt, da die Flüsse aufwärts nur langsam befahren werden können und daher für Personen die Fahrt auf der Eisenbahn von der Flußmündung ab vorzuziehen ist.

---

1) Weitere Abbildungen von Seehäfenquerschnitten siehe 1. Handb. d. Ingw., III, 3. Abt., S. 347—470, 2. Ergänzungsheft dazu, III, 3. Abt., Seekanäle usw., S. 74—81, insb. Hamburg, S. 76 und 3. Cours de Travaux maritimes, Teil II, S. 367—382.

2) Fahrbarer Uferkran, Bremen, mit hydraulischem Antrieb, Ergänzungsheft zum Handb. d. Ingw., III, 3. Abt., Seekanäle usw., S. 64.



Abb. 330. Winkelkräne, Freihafen Bremen.
Eigene Aufnahme.



Abb. 331. Feststehender Portalkran am Freihafen in Bremen.
Eigene Aufnahme.



Abb. 332. Der Hafen von Cuxhaven an der Elbmündung.
Aufnahme von Charles Angelbeck, daselbst, desgl. Abb. 333.



Abb. 333. Cuxhaven im Winter.

3. Künstliche Häfen

werden dort hergerichtet, wo durch die Natur des Geländes den Schiffen kein hinreichend gesicherter Liegeplatz geboten ist, vgl. Abb. 334. Durch langgestreckte, polygonale oder bogenförmige Molen[1]) wird künstlich ein ruhigeres Wasserbecken geschaffen mit so schmaler Einfahrt, daß der von außen eindringende Seegang nur mäßigen Wellenschlag im Hafen erzeugt. Diejenige Mole *M*, welche den heftigsten Wellengang der vorherrschenden Sturmrichtung abfängt, wird weiter vorgestreckt als die andere dieser beiden, den Hafen seitlich begrenzenden Molen, so daß die Schiffe schon beim Einlaufen in den schmalen Hafenzugang sich im Schutz der langen Mole befinden. Die Einfahrt ist im vorliegenden Beispiel 350 m breit.



Abb. 334. Der Hafen von Ancona.

Abb. 335 zeigt als Ersatz für ein Ladeufer (in gesichertem Hafen) die Anlage einer langgestreckten Auslegerbrücke. Das Schiff liegt hier nicht ruhig; es wird durch die See zeitweise kräftig bewegt, liegt aber so frei, daß ihm aus seiner Bewegung kein Schaden erwächst. Es gelangen hier mittels einer Hängebahn Erze einer einzelnen Grube zur Verladung. Der Ausbau eines durch Molen eingeschlossenen Hafens wäre bei den gegebenen örtlichen Verhältnissen zu kostspielig.

B. Dockhäfen oder geschlossene Häfen.

Beispiel: Bremerhaven.

Ein offener Hafen ist für die Schiffahrt bequem, da die Schiffe bei ihm zu jeder Zeit ein- und ausfahren können. Unter Umständen

1) Molen: 1. Siehe Band I, Grundbau, S. 36, Abb. 24, 26 und 27, Steinschüttung; Steinschüttung zwischen Pfählen und als Wellenbrecher vorgelagerte, bewegliche Beton- oder Steinblöcke. Über Niedrigwasser auch Mauerwerk oder Pflaster. — 2. Handb. d. Ingw., III, 3. Abt., und zwar Wellenbrecher S. 471—517 und mit Leitdämmen S. 518—626. — 3. Ergänzungsheft dazu, III, 3. Abt., Seekanäle usw., S. 95. — 4. Cours de Travaux maritimes, I, S. 159—172, und Ausführungen derselben, S. 175—235; Wellenbrecher mit rauhgezahnter Oberfläche daselbst, II, S. 183.

verdient aber der geschlossene Hafen, der Dockhafen, den Vorzug, und zwar meistens dann, wenn erstens die Flutgröße, d. h. der gewöhnliche Höhenunterschied der Wasserstände bei Flut und Ebbe, größer ist als 4 m, zweitens, wenn der offene Hafen einem zu starken Schlickfall ausgesetzt sein würde, und drittens, wenn die örtlichen Höhenverhältnisse des Geländes die Anlage eines offenen Hafens nicht gestatten.



Abb. 335. Ladebrücke mit Seilbahnbetrieb in Vinero, Spanien, für die Ausfuhr von Eisenerz. Katalog von Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis.

Das Gelände des durch Deiche und durch die Tore der Schleusen vom Außenwasser abgeschlossenen Dockhafens liegt in seiner Oberfläche oft nur 2 m über dem gewöhnlichen Hochwasser. Der Wasserstand im Hafen entspricht diesem mittleren Hochwasser, er ist nahezu unveränderlich. Die bei niedrigem Außenwasser geschlossenen Ebbetore der Dockschleuse verhindern den Ablauf des Hafenwassers. Die Tiefenlage der Sohle im Hafen ist nun nur durch den Tiefgang der Schiffe bedingt. Hingegen würde ein offener

Hafen wegen der Höhe der Sturmfluten ein um etwa 3 m höheres Gelände und wegen des Abfallens des Wassers bei Ebbe eine um $1^1/_2$—2 m größere Sohlentiefe fordern. Das bedingt für den offenen Hafen weit größere Kostenaufwendungen an Erdarbeit und Kaimauerbauten, als für den Dockhafen erforderlich sind. Auch ist für letzteren das Ladegeschäft wegen geringer Höhe der Kaimauern erleichtert, während am offenen Hafen der beständige Wechsel des Wasserstandes und damit der Höhenlage der Schiffe den Lösch- und Ladeverkehr erschwert.



Abb. 336. Dockhafen, Bremerhaven (Westseite).
Aufnahme von Julius Mocker, Bremerhaven.

Für das Studium von Dockhafenbauten sei hier auf die schon vorn S. 326 erwähnten Veröffentlichungen von Rudloff[1]) verwiesen. Die niedrige Lage des Geländes bei Bremerhaven sowie der sehr starke Schlickfall in der offenen Hafeneinfahrt, wenn nicht oft gebaggert würde, bis zu 6 m in einem Jahre erreichend, bedingten dort und in dem benachbarten Geestemünde die Wahl geschlossener Häfen. Der in jüngerer Zeit außendeichs angelegte Fischereihafen ist hingegen als offener Hafen erbaut; derselbe ist jedoch von ge-

1) Rudloff, Die Bremerhavener Hafen- und Dockanlagen. Zeitschr. f. Arch. u. Ingw. 1902.

ringerer Tiefe, so daß in ihm die Geschwindigkeit aus- und eingehender Strömung größer ist.

Bremerhaven ist auf einem derzeit Hannover abgekauften Gelände angelegt zu einer Zeit, als die Seeschiffahrt mit tiefer gehenden Fahrzeugen, welche Bremen aber nicht erreichen konnten, sich kräftig zu entwickeln begann. Die Zugänge zu den Häfen von Bremerhaven wurden durch einfache Dockschleusen, also ohne Kammer, vermittelt, während das etwas später von Hannover ge-



Abb. 337. Hochwassertore einer Dockschleuse in Bremerhaven.
Eigene Aufnahme.

gründete, benachbarte Geestemünde eine Kammerschleuse für Seeschiffe erhielt.

Die Dockschleusen in Bremerhaven besitzen zwei Hochwassertorpaare, von welchen das eine zur Sicherung dient und nur bei Sturmflut geschlossen wird; vgl. Abb. 337. Beide Drempel kehren ihre Spitzen naturgemäß nach außen. Dahinter folgt das niedrigere Ebbetorpaar, welches sich ersterem entgegen nach innen, nach dem Dockhafen hin öffnet. Das Ebbetorpaar wird geschlossen, wenn das Wasser außen unter den Hafenwasserstand fällt. — Bei gewöhnlichem Hochwasser steht das Außenwasser so hoch wie im Hafen; dann sind alle Tore geöffnet, so daß die Schiffe nun frei verkehren können.

Bei wachsendem Schiffsverkehr genügt aber die Dockschleuse nicht; da ist die Kammerschleuse vorzuziehen, welche Schleusungen zuzeiten jeden Außenwasserstandes gestattet. Das war bei Anlage der neuen Kaiserschleuse für die Wahl einer Kammerschleuse mit bestimmend und weiter der Umstand, daß die Schiffe von größtem Tiefgang überhaupt nicht bei Hochwasser den Hafen verlassen, sondern früher. Sie müssen bei der Ausfahrt die Stellen, wo das Fahrwasser in der Außenweser geringere Tiefe besitzt, bei steigen-



Abb. 338. Verschlußponton des Petroleumhafens im Dockhafen von Geestemünde.
Eigene Aufnahme.

dem Wasser passieren, damit das Wasser sie sofort wieder flott macht, wenn sie einmal auf eine Untiefe geraten sollten.

Abb. 339 zeigt rechts die große Kaiserschleuse, in welcher eben nur wenige kleine Dampfer liegen. Es ist das die zurzeit größte Schleuse Deutschlands. Die nutzbare Kammerlänge beträgt 223 m, die Kammerbreite 45 m und die Breite der Durchfahrt an den Häuptern 28 m. Die ganze Schleusenlänge mißt 268 m. Die Drempeloberfläche liegt 10,56 m unter gewöhnlichem Hochwasser. Diese Abmessungen entsprechen den Anforderungen der damals größten Handelsdampfer, welche im Jahre 1903 im Meistbetrage 215 m Länge in Deckhöhe, 22 m Breite und 9 m Tiefgang zeigten.



Abb. 339: Die neue Kaiserschleuse und der Kaiserhafen in Bremerhaven.

Aber auch Kriegsschiffe, welche größeren Tiefgang haben, sollen die Schleuse befahren können, um die dahinter liegenden Trockendocks zu erreichen. Siehe S. 26 der Veröffentlichungen von Rudloff.

In kleineren Häfen schwankt der Wasserstand zwischen Ebbe und Flut oft bedeutend. So läuft z. B. der Hafen von Husum, vgl. Abb. 340, bei Ebbe fast trocken. Die Schiffe liegen dann oft im Schlick fest. Sturmfluten werden aber durch die außen vorhandene Schleuse ferngehalten. Diese besitzt auch Spültore, welche vor der Ebbe geschlossen werden, wenn durch die vorhandenen Umläufe das



Abb. 340. Der Hafen von Husum.
Aufnahme von Koch, Husum.

Außentief gespült werden soll. Über eine Beschreibung kleiner Häfen Schleswig-Holsteins siehe vorn die Literaturangaben S. 378.

III. Die Hafeneinfahrt

(embouchure du port, entrance of a port).

Eine Hafeneinfahrt ist am Fluß meistens unter spitzem Winkel flußabwärts gekehrt (Abb. 349), so daß weder Strömung noch Eis-

gang in den Hafenzugang dringen. An der See liegt die Hafeneinfahrt so, daß der Seegang tunlichst nicht in sie eindringt. Der Hafenzufahrtskanal liegt also schräg zur Richtung der vorherrschenden Stürme und so, daß der Zugang durch die Hauptmole gedeckt wird. Die Zufahrt ist dort also meistens flußaufwärts gerichtet (Abb. 346). Abb. 341 zeigt den Hafenkopf bei Glückstadt und einen Blick auf die Unterelbe. Rechts befindet sich ein Eisbrecher.

Eine Hafeneinfahrt wird von weither durch Richtfeuer (Leuchttürme und Leuchtbaken) kenntlich gemacht. Die äußerste Spitze



Abb. 341. Kopf der Hauptmole bei Glückstadt an der Elbe.
Aufnahme von W. Mehlert, Glückstadt.

wird durch ein besonderes Licht bezeichnet. Siehe hier den sechsten Abschnitt über Schiffahrtszeichen.

Für die in neuerer Zeit gebauten großen Schiffe sind die alten Hafenzufahrten von Bremerhaven, Abb. 344 und 345, sowie Einfahrt *A*, links in Abb. 346, zu kurz und vielfach auch zu gekrümmt.

Die neuen Anlagen, vgl. *B*, Abb. 346, und Abb. 347 sowie 348, zeigen weit schlankere Formen und größere Längenabmessungen. Ein Schiff ist nur steuerfähig, solange es noch Fahrt läuft; sein Einlauf ist daher nur gesichert, wenn es mit hinreichender Geschwindigkeit in den Hafeneinfahrtskanal einfahren kann. Da das



Abb. 342. Mole am alten Hafen in Cuxhaven.
Aufnahme von Ch. Angelbeck daselbst.

Schiff nun nicht plötzlich zu stoppen vermag, muß die Hafeneinfahrt hinreichend lang und ziemlich gerade sein. Das Schiff darf nicht



Abb. 343. Anschluß der Mole (Abb. 342) an das Hafengelände.
Aufnahme von Ch. Angelbeck, Cuxhaven.



Abb. 344. Alte Hafeneinfahrt Bremerhaven.
Eigene Aufnahme.



Abb. 345. Zweite alte Hafeneinfahrt Bremerhaven.
Eigene Aufnahme.

zu bald eine Schleuse oder ein anderes Bewegungshindernis treffen. Neuere Molen von Hafeneinfahrten erhalten unter Umständen Längen bis zu 500 m. In Abb. 346 ist, wie schon erwähnt, links *A* eine der älteren, und zwar die 1874 hergestellte Hafeneinfahrt, *B* die neue Einfahrt zum Kaiserhafen, vollendet 1899. Die Ufermauer *U* derselben ist, wie Abb. 347 und 348 erkennen lassen, in offenem Wasser zwischen Spundwänden erbaut worden. Das in Abb. 346 rechts seitlich von *U* belegene Gelände ist hernach durch Anschüttung gewonnen. *K* ist die große Schleuse des Kaiserhafens, *D* ein Dockbassin, *T* ein Trockendock; vgl. Abb. 280—282, S. 353; *E* ist ein Raum für Dockerweiterungen, *R* ein Reparaturbassin und *V* eine

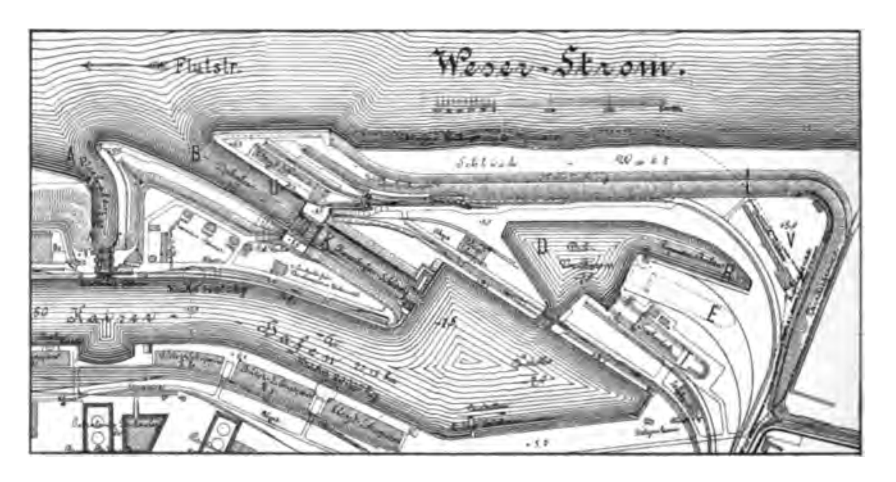


Abb. 346. Der Kaiserhafen in Bremerhaven.

Versuchsstation des Norddeutschen Lloyds für Bestimmung des Widerstandes fahrender Schiffe durch elektrisch gezogene Modelle.

Die Richtung der Vorhäfen bei Bremerhaven ist durch den Umstand bedingt, daß der Nordweststurm, in Abb. 346 von rechts her blasend und aus der offenen See kommend, den schwersten Wogengang erzeugt. Zudem findet der Schiffahrtsverkehr, wie S. 410 erwähnt ist, bei Flutströmung statt, so daß die Hafenzufahrt also auch in Bezug auf diese in Frage kommende Strömung richtig liegt, indem letztere an der Einfahrt vorbeistreicht.

Es sei noch erwähnt, daß 1905 abermals für Bremerhaven neue Hafenerweiterungen beschlossen sind, deren vollständiger Ausbau im Laufe der Jahre einen Kostenaufwand von etwa 100 Millionen Mark veranlassen wird.



Abb. 347. Bau der Ufermauer *U* (Abb. 346) an der Hafeneinfahrt zur Kaiserschleuse in Bremerhaven.

Abb. 349 zeigt die Lage von Hafeneinfahrten an der Norderelbe bei Hamburg. Der Übergang vom Strom zum Hafen ist ein unmittelbarer, ohne Vorhafen, da weder Wellenschlag noch Strömung



Abb. 348. Blick in die Baugrube, siehe Abb. 347.

hier so bedeutend sind, als daß einkommende Seeschiffe noch erheblich Fahrt laufen müßten. Diese Anlagen stehen also in einem Gegensatze zu Häfen nahe der See, insbesondere zu Dockhäfen mit ihren Schleusen und langen Hafeneinfahrten. Es bedeutet *D* Dampfer-,

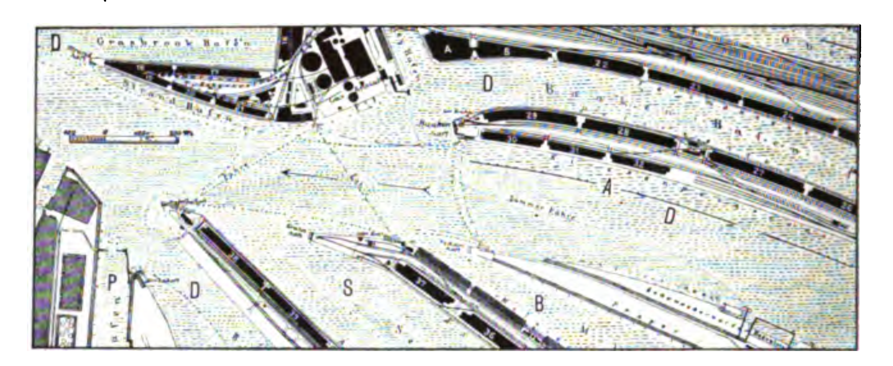


Abb. 349. Hafeneinfahrten am Elbstrom bei Hamburg.
(Abb. 324, S. 399, bietet einen Blick auf dieselben Häfen vom anderen Elbufer aus gesehen.)

S Segelschiff-, *B* Binnenschiff-, *P* Petroleumhafen (später elbabwärts verlegt) und *A* Dükdalben-Reihen; letztere trennen den Kirchenpauerkai (für Seedampfer) von der offenen Elbe. Dükdalben-Reihen sind auch im Inneren der Häfen angebracht, um dort Schiffe befestigen zu können, welche zurzeit nicht am Kai zu liegen brauchen oder das nicht können.

IV. Landestellen.[1])

(Siehe auch Abb. 335, S. 407.)

In offenen Häfen bedarf es für den Personenverkehr und auch zur Beförderung von Gespannen und von Vieh besonderer Landestellen. Es sind das schwimmende Plattformen, P o n t o n s, welche zunächst die Personen oder Fuhrwerke aufnehmen und durch Rampen oder Treppen mit dem Ufer verbunden sind. Beide stützen sich unten auf das Ponton auf, mit diesem sich nach den Wasserständen hebend und senkend; sie haben am Ufer oder an dem ihnen nächst belegenen, festen Pfeiler Drehlager. Bei den Treppen hat jede Stufe Drehzapfen. Die Geländer-Vertikalen sind durch Parallelführung

1) Handb. d. Ingw. III. 3. Abt., Wasserbau am Meere und in Strommündungen (3. Aufl. S. 418).

oben mit dem letzten festen Pfosten verbunden und in fester Verbindung mit den Stufen, deren horizontale Lage sie sichern. Bei einem Steigen wie Fallen des Wassers und des Pontons ändert sich die Auftrittshöhe der Stufen. Das untere Ende der beweglichen Brücke oder Treppe erhält ein bewegliches Auflager mit Rollen, welche auf kurzen Schienen geführt sind.

Es ist geplant, die St. Pauli-Landungsbrücken (Abb. 351 und 352) durch eine einheitliche Anlage, bestehend aus einem großen,



Abb. 350. Landungsponton im Bremer Freihafen.
Eigene Aufnahme.

zusammenhängenden Ponton mit überdachten Brücken zu ersetzen, etwa den Anlagen in Liverpool entsprechend. Die Länge der Landestelle wird dabei verdoppelt. Die Kosten des Neubaus sind auf sechs Millionen Mark berechnet.

Hinsichtlich Bauart der Dükdalben, aus 3, 9, 15 oder mehr Pfählen bestehend, die zu einem Bündel vereinigt sind, ferner hinsichtlich Kaimauern und anderem Hafenzubehör, wie Treppen, Schiffshaltern, Schutzhölzern (Reibhölzern), vertikal und neuerdings in Bremerhaven auch horizontal angeordnet, usw. sei auf die hier gegebenen Abbildungen, die S. 422 vermerkten Veröffentlichungen



Abb. 351. St. Pauli-Landungssteg in Hamburg.
Eigene Aufnahme.



Abb. 352. Ponton am St. Pauli-Landungssteg.
Eigene Aufnahme.



Abb. 353. Landungssteg am Niederbaum in Hamburg.
Eigene Aufnahme.



Abb. 354. Landseite vom Landungssteg der Abb. 353
mit einem kleinen Bootshafen zwischen Ponton und Ufermauer.

und die übrige Fachliteratur[1]) verwiesen. Kräne sind nachfolgend besonders behandelt.

V. Kräne (grue, crane).[2])

Die hier gegebenen Abbildungen mögen dazu dienen, die verschiedenen Bauformen der Kräne zu veranschaulichen, wie auch ein Bild des Ladebetriebes am Hafen zu geben.



Abb. 355. Fester Drehkran, 3000 kg Tragkraft, elektrisch betrieben, geliefert von Nagel & Kaemp, Hamburg, für das Stadtbauamt Bingen.

1) 1. Hamburg und seine Bauten, S. 442 und 447 Dükdalben; S. 445, 456, 457 und 460 Kaimauern. — 2. Bremen und seine Bauten, S. 722—746 Kaimauern. — 3. Handbuch des Ingw. III, 3. Abt. „Wasserbau am Meere . . .“ Kais und deren Ausrüstung mit Pollern usw. S. 428 und 678—695. — 4. Cours de Travaux maritimes: a) Bau der Kais, Teil I S. 329—368; b) Ausstattung der Kais und Häfen, daselbst Teil II mit Schiffshaltern, Pollern (poteaux) und Dükdalben (ducs d'Albes) S. 66—75, Treppen S. 76—77, Landungsbrücken (embarcadères), S. 79; c) Hafenbetriebsmittel (outillage) daselbst Teil II, Akkumulatoren, Druckpumpen, Druckrohre, S. 342; Cabstans S. 358; elektrische Antriebe S. 363; Kais (quais) und Hafenquerschnitte S. 367—382; Hafenkräne (hangars) S. 382—450; Hafengleise und Kohlenkipper S. 406—415; Holz- und Petroleumhäfen S. 415—421; Viehrampen S. 421 bis 425; Getreide-Verladevorrichtungen S. 425—442.

2) 1. Handb. d. Ingw. III; 3. Abt., S. 382—398. — 2. Cours de Travaux maritimes, Teil II. S. 382—405. — 3. Zur Entwicklung des Kranbaues in Deutschland; insbesondere Struckenholz-Kräne; Zeitschr. für Binnenschiff., 1904. S. 182.



Abb. 356. Einfahrt zum Rheinauhafen bei Mannheim.

A. Formen der Kaikräne.

1. Der feste Drehkran.

a) *Allgemeines.*

Zunächst stellte man an Häfen nur einzelne, feste Kräne auf, vgl. Abb. 355—357; bei kleinen Verhältnissen mit Hand betrieben.



Abb. 357. Werftkran von 150 t Tragkraft als Portalkran ausgebildet, um den Kairaum frei zu lassen.

Katalog S. 20 und 41 von Bechem & Keetman, Duisburg a. Rh.

Derartige Anordnungen werden auch heute noch an Ladestellen privater Betriebe verwendet oder dort, wo es gilt, ausnahmsweise große Lasten zu heben, da bei langen Auslegern das in ihrer Säule wirkende Kippmoment eine besondere Sicherung und daher die Herstellung eines festen Kranes erfordert.

b) *Schwerlastkräne*

baut man neuerdings auch mit einem nach rückwärts reichenden Ausleger, welcher einem Gegengewicht als Laufbrücke dient. Das Kranfundament wird dann weniger beansprucht (siehe die Schrift von Schürmann[1]) und

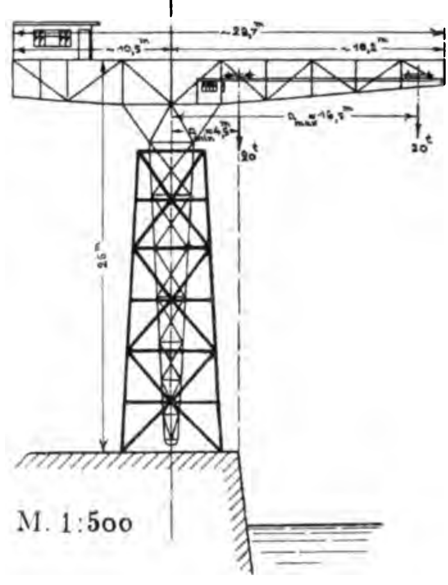


Abb. 358.
Schwerlastkran mit Gegengewicht.



Abb. 359. Fahrbare Dampfkräne. Tragkraft 2500 kg; am Versmann- und Amerikakai, Hamburg, von Nagel & Kaemp.

1) E. Schürmann, Düsseldorf: „Über Schwerlastdrehkräne im Werft- und Hafenverkehr," Dissertation.



Abb. 360. Elektrisch betriebener, fahrbarer Portalkran in Rotterdam, Tragkraft 1500 kg; von Nagel & Kaemp.

hier Abb. 358). Ein solcher Kran steht z. B. in Bremerhaven; er ist für 150 t Nutzlast erbaut.

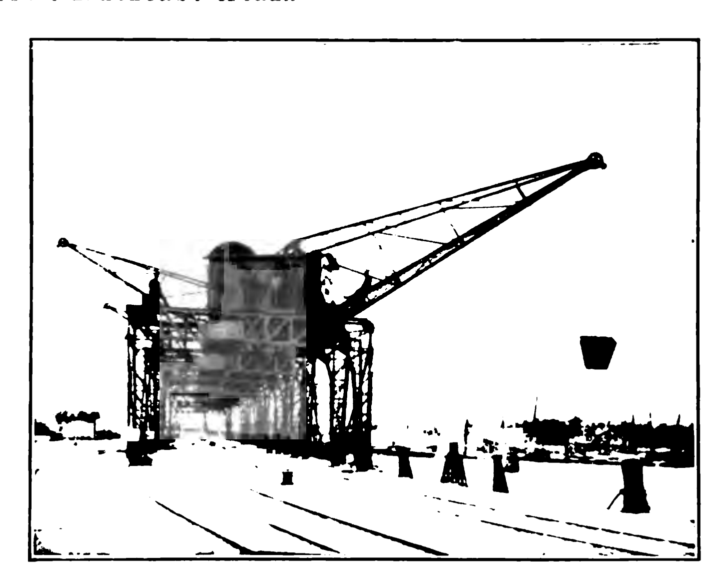


Abb. 361. Elektrisch betriebene, fahrbare Portalkräne von 2,5—4 t Tragkraft, Rotterdam; von Nagel & Kaemp.

2. Der fahrbare Dampfkran,

vgl. Abb. 359, diente an den langen Kais der Seestädte zuerst dem Lösch- und Ladeverkehr. Er bewegte sich auf zwei Kranschienen, die beide unten auf dem Hafengelände ruhten und beanspruchte also einen Teil des Hafengeländes in seiner ganzen Breite. Er wurde daher später durch die in Bezug auf Raumverwertung weit wirtschaftlicheren Portal- und Winkelkräne ersetzt. Der Fortschritt war aber immerhin bei dem fahrbaren Dampfkrane gegenüber den festen Kränen schon ein sehr großer. Das Schiff konnte nun am Kai an derselben Stelle verharren. Der Kran wird bis an die zu benutzende Schiffsluke gefahren, was weitaus weniger Zeit beansprucht, als ein Verholen des Schiffes.



Abb. 362.
Elektrisch betriebener, fahrbarer Portalkran von 2,5 t Tragkraft in Bingen; von Nagel & Kaemp.

3. Der Portal- und Winkelkran.

a) *Der Portalkran oder Vollportalkran,*

Abb. 360—362, gewährt unter sich Raum für das lichte Profil von Eisenbahnfahrzeugen oder von Lastfuhrwerk.

b) *Der Winkelkran oder Winkelportalkran*

gestattet eine noch weitgehendere Ausnutzung des Kairaumes, vgl. Abb. 365—368; er wurde bei uns zuerst durch die Ausführungen am Bremer Freihafen erprobt und hat seit der Zeit allgemeine Anwendung gefunden. Die zweite Kranschiene ist am Schuppen (hangar, shed) ausgekragt gelagert, so daß der ganze Raum zwischen dem vorderen Kranbein und dem Schuppen für den Verkehr frei geworden ist.

Abb. 367 zeigt eine untere und auch obere Ladebühne. Bei den neuen Kaischuppen in Hamburg springt eine untere Ladebühne vor die Dachkante weit vor, um viel Flächenraum für die abzusetzenden Waren zu schaffen; vgl. Abb. 328, S. 402.

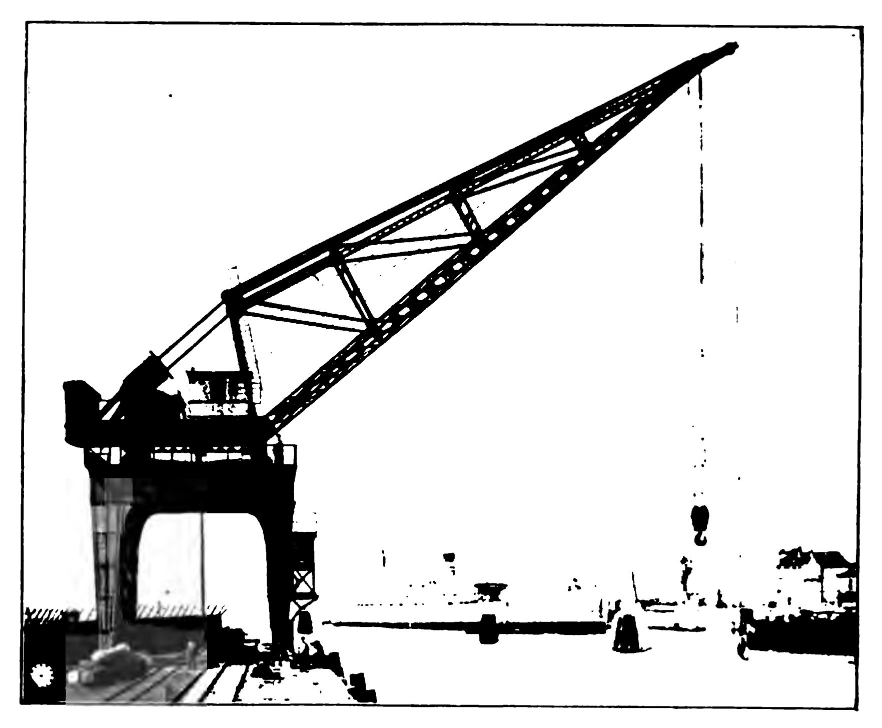


Abb. 363. Fester Portaldrehkran mit verstellbarem Ausleger, Drehwinkel 360°, Tragkraft 50 t, auf der Werft von Blohm & Voß in Hamburg verwendet.
Katalog S. 23 und 42 von Bechem & Keetman, Duisburg a. Rh.

B. Kranbetriebsarten.

1. Der Dampfbetrieb (Abb. 359, S. 425).

2. Der hydraulische Betrieb

ersetzte zunächst den Dampfbetrieb. Jeder Kran konnte nun durch einfachen Anschluß an die Druckrohrleitung betätigt werden, während die Dampfkräne entweder immer unter Dampf gehalten werden mußten und der Bedienung durch einen Heizer bedurften, auch wenn sie nicht arbeiteten, oder nicht ständig dienstbereit waren. Daher erhielt der Freihafen in Bremen z. B. hydraulischen Betrieb, vgl. Abb. 329

bis 331, S. 402 bis 404; desgl. der Hafen von Köln, vgl. Abb. 306, S. 383. Bei Benutzung von Druckwasser ist aber die Beweglichkeit

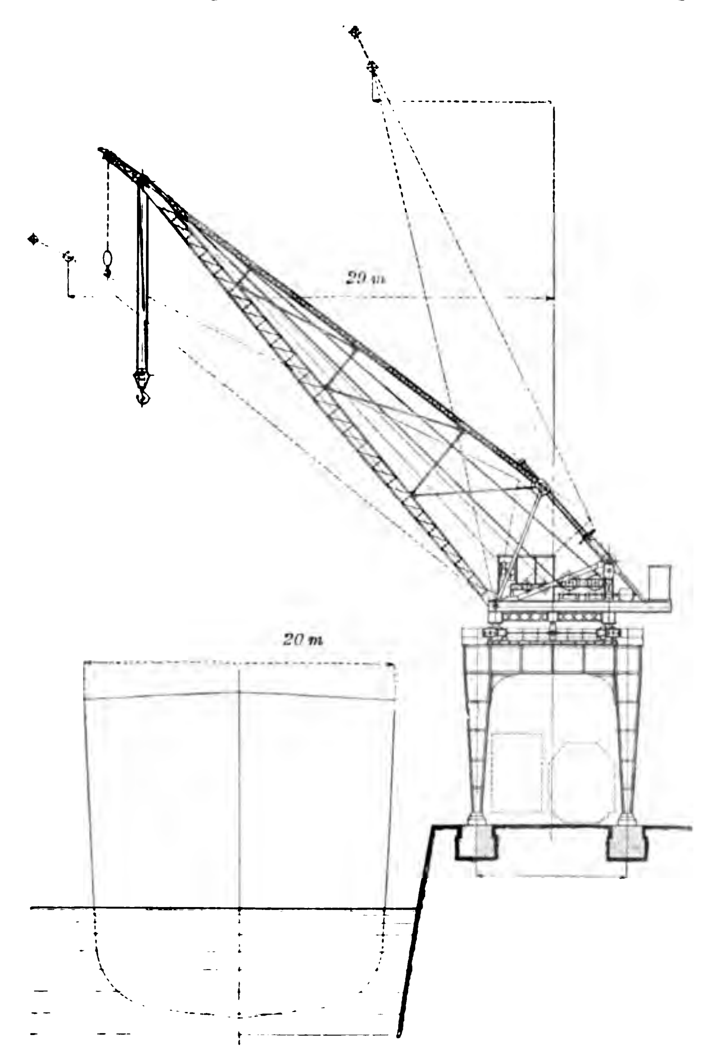


Abb. 364. Fester Portaldrehkran von 50 t Tragkraft.
Katalog S. 23 der Duisburger Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft vorm. Bechem & Keetman, Duisburg a. Rh.

dieser Kräne wegen der benötigten Anschluß-Knierohre begrenzt und weiter auch die Fähigkeit, den Arbeitsaufwand der Nutzarbeit, welche mit der Lastgröße wechselt, anzupassen.



Abb. 365. Elektrisch betriebener, fahrbarer Winkelkran von 1,5 t Tragkraft am Rheinhafen, Düsseldorf; von Nagel & Kaemp.



Abb. 366. Elektrisch betriebener, fahrbarer Winkelkran von 1,5 t Tragkraft. Freihafen in Kopenhagen; von Nagel & Kaemp.

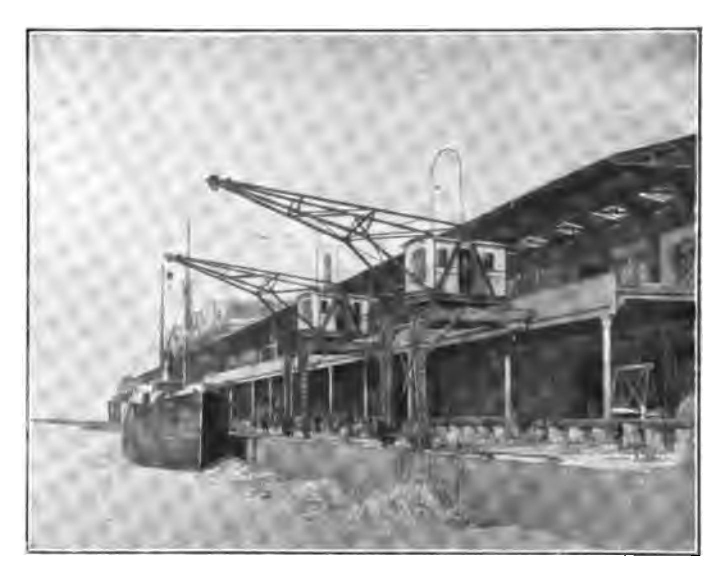


Abb. 367. Elektrisch betriebener, fahrbarer Winkelkran von 3,25 t Tragkraft, Amerikakai, Hamburg; von Nagel & Kaemp.



Abb. 368. Elektrisch betriebener Winkelkran von 3,25 t Tragkraft, Hafen Emden; von Nagel & Kaemp.



Abb. 369.
Modell der Benrather Maschinenfabrik,

3 t Tragkraft, 11 m Ausladung, 15 m Höhe der oberen Rolle über Gelände, 27 m Hub und 14 m Spannweite. Am Kuhwärderhafen in Hamburg arbeiten 83 Stück dieser Kräne.

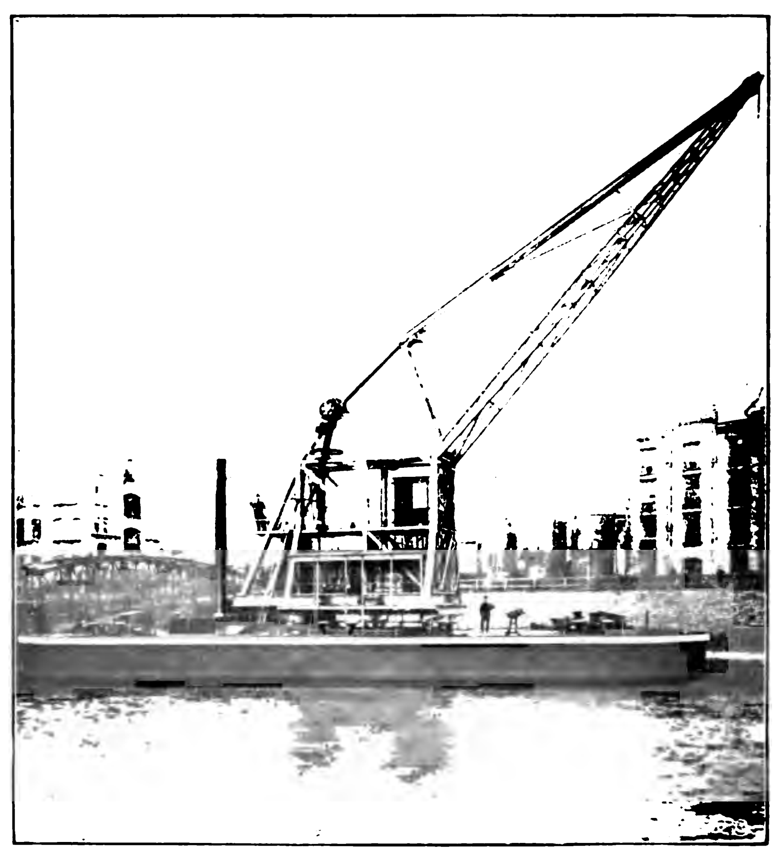


Abb. 370. Schwimmender Kran, 30 t Tragfähigkeit.
Katalog S. 44 von Bechem & Keetman, Duisburg a. Rh.

3. Der elektrisch betriebene Kran

ist in beiden, vorgenannten Richtungen dem hydraulischen Kran überlegen. Ein Anschluß an die elektrische Zentrale ist überall

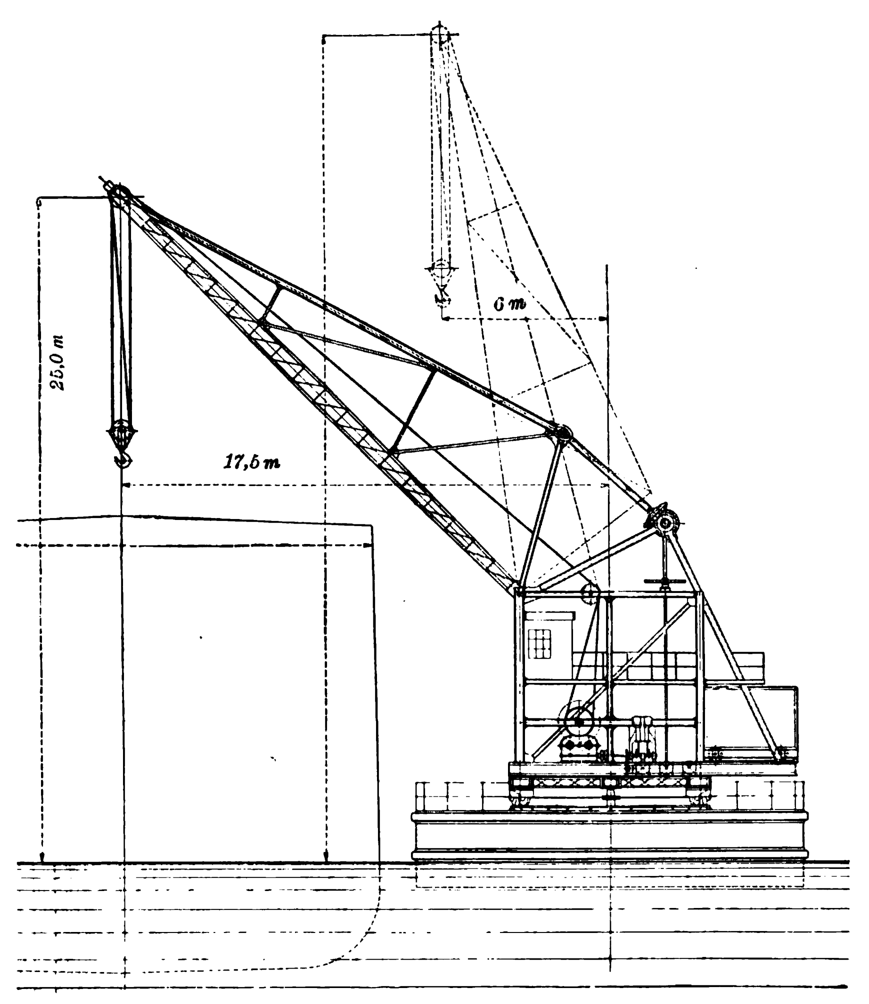


Abb. 371. Schwimmender Kran von 30 t Tragfähigkeit.
Katalog S. 29 von Bechem & Keetman, Duisburg a. Rh.

leichter erreichbar. Der elektrische Kran soll jetzt auch wirtschaftlich am besten arbeiten, was zu Beginn seiner Einführung noch nicht der Fall war. Um die Ausbildung elektrisch betriebener Kräne haben sich das Eisenwerk (vorm. Nagel & Kaemp) A.-G. Hamburg,

Uhlenhorst, und die Benrather Maschinenfabrik A.-G., Düsseldorf, Hansahaus, besondere Verdienste erworben; vgl. die hier gegebenen Abbildungen.

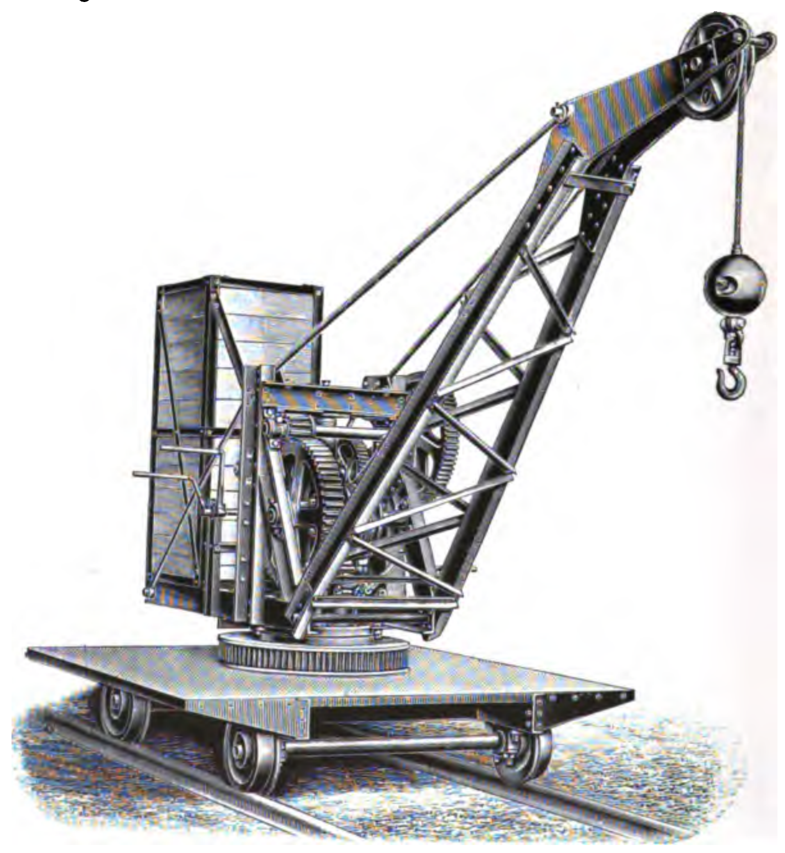


Abb. 372. Menck & Hambrock, Ottensen C 216.

C. Schwimmende Kräne,

Abb. 357, 370 und 371, werden in großen Seehäfen, zumal in Kriegshäfen verwendet. Der Kran von Bechem & Keetman besitzt ein Gegengewicht, welches als Laufgewicht ausgebildet und nach einer im Maschinenraum befestigten Libelle so zu steuern ist, daß eine möglichst wagerechte Pontonlage erreicht wird.

D. Ladekräne für Fuhrwerk und Eisenbahnfahrzeuge

nach Art der Abbildungen 372 und 373 werden in Sonderfällen auf einem Hafengelände gebraucht.



Abb. 373. Fahrbarer Bockkran von 5000 kg Tragfähigkeit, 43 m Spannweite.
Katalog S. 45 der Duisburger Maschinenbau-Aktien-Gesellschaft, vorm. Bechem & Keetman, Duisburg a. Rh.

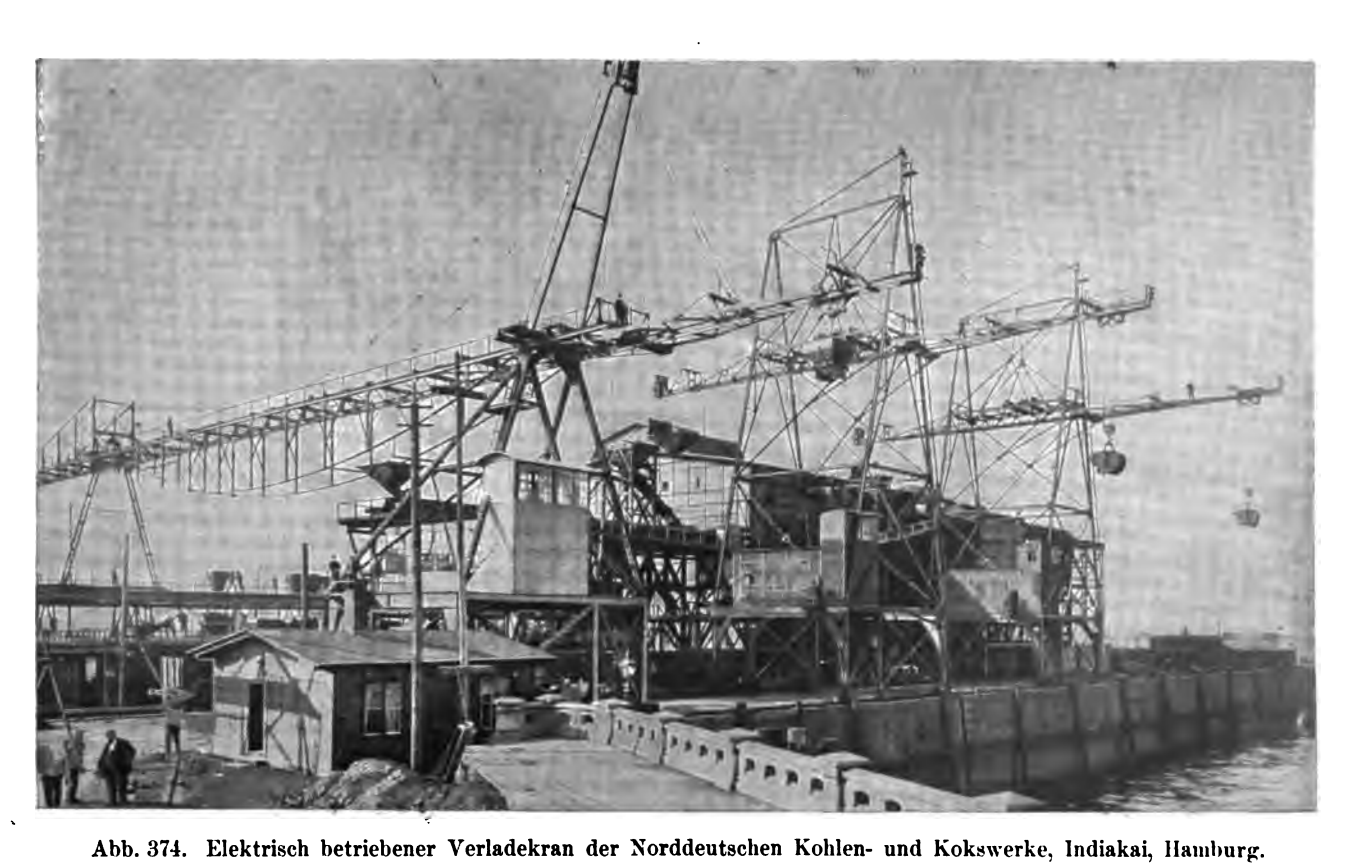


Abb. 374. Elektrisch betriebener Verladekran der Norddeutschen Kohlen- und Kokswerke, Indiakai, Hamburg.
Katalog der Firma Adolf Bleichert & Co., Leipzig-Gohlis.

Abb. 374 zeigt eine große Anlage für das Löschen oder das Laden von Massengütern unter Benutzung des Seilbetriebes, sei es vom Seeschiff auf die Bahn, das Binnenschiff, zur Kokerei oder auf die Lagerplätze. Die Leistung eines einzelnen der dargestellten drei Kräne beträgt 600 t Kohle in zehn Stunden. Die Förderuug der Kohle auf die größte der dargestellten Höhenstufen erfolgt nur, wenn die Kohle Waschapparaten zugeführt werden soll.

Sechster Abschnitt.

Meliorationen, Seebau (auch Deiche und Siele), Schiffahrtszeichen.

— -

I. Bewässerungen und Entwässerungen (Meliorationen).

Bewässerung: irrigation. arrosage: irrigation, watering.
Entwässerung: desséchement; drainage.

Literatur:

1. Handb. d. Ingw. (3. Aufl.), III. Band, 2. Abt., 1. Hälfte: Landwirtschaftl. Wasserbau, Binnenschiffahrt, Flußbau.
2. Fortschritte d. Ingenieurw. 2. Gruppe, 1. Heft. Hess, Fortschritte im Meliorationswesen. Verlag Wilh. Engelmann, Leipzig. Mk. 4.—.
3. Vogler, Grundlehren der Kulturtechnik. 534 Abb. Verlag Paul Parey, Berlin. Mk. 16.—.
4. Dünkelberg, Der Wiesenbau (auch Rieselfelder); 167 Abb. u. Tafeln. Verlag Fr. Vieweg & Sohn. Braunschweig. Mk. 11.—.
5. Schecks (früher Rheinhards) Kalender für Straßen- und Wasserbau- und Kultur-Ingenieure. Mk. 4,—.
6. Vortrag von M. Conrad, Schiffahrts-Kongress im Haag, 1894. Entwässerung der Niederlande. Plan 8; Trockenlegung des Haarlemmer Meeres. Plan 7.
7. L. Vincent, Be- und Entwässerung der Äcker und Wiesen; Die Drainage; Der rationelle Wiesenbau. Verlag Baumgärtners Buchhandlung. Leipzig 1857.
8. Perels, Landwirtschaftlicher Wasserbau; Verlag Paul Parey, Berlin 1884.
9. Perels, Kulturtechnik 1889; Verlag Hermann Costenoble. Jena.
10. Peter, Moderne Moorkultur.
11. Gerhardt, Umgestaltung der Drainagebauten von Längsdrainagen zu Querdrainagen: Verlag W. Ernst & Sohn, Berlin. Mk. 1,60.
12. Keller, Anlage der Fischwege; Zentr. d. Bauverw. 1885.
13. Benecke, Fischzucht 1881; Verlag Hartungsche Verlagshandlung, Königsberg i. Pr.
14. M. v. d. Borne, Die Fischzucht: Verlag Paul Parey in Berlin.
15. Gerhardt, Fischwege und Fischteiche. Verlag Wilhelm Engelmann, Leipzig. Mk. 5.—.

A. Allgemeines.

Bewässerung und Entwässerung stehen in so naher Beziehung zur Landwirtschaft, daß sie Gegenstand des Lehrgebietes landwirtschaftlicher Akademien bilden. Daher pflegen Ingenieure, welche sich dem Meliorationswesen beruflich widmen wollen, bisweilen nachträglich eine landwirtschaftliche Hochschule zu besuchen. Die vorn unter 3. und 4. aufgeführten Bücher sind von Mitgliedern jener Lehranstalten verfaßt; sie behandeln den Gegenstand daher, auch vom Standpunkt des Landwirtes aus betrachtet, eingehend.

Hier im Grundriß des Wasserbaues können diese Lehrgebiete, deren Behandlung Sonderstudien voraussetzt, nur kurz gestreift werden.

Zur Pflege des Meliorationswesens sind besondere technische Verwaltungs-Ämter bestellt, die Meliorations-Bauinspektionen. Diese prüfen die aus dem Kreise der Interessenten hervorgehenden Wünsche und Vorschläge; sie regen auch selbst die Ausführung zweckmäßiger Unternehmungen an und stellen Meliorations-Entwürfe (Be- und Entwässerungen betr.) auf. Auch die Förderung der Fischzucht untersteht diesen Ämtern.

Durch das Gesetz[1]) betr. Bildung von Wassergenossenschaften vom 1. April 1879 ist in Preußen den Grundbesitzern die Möglichkeit gegeben, sich zu einem Verbande zusammenzuschließen und dann eine Melioration zur Ausführung zu bringen, wenn unter ihnen die erforderliche Stimmenmehrheit erreicht ist. Dabei können alle Grundbesitzer, welche den Vorteil der zu beschaffenden Anlagen genießen, zur Tragung der Kosten herangezogen werden. Die Geschäfte dieses Verfahrens leitet die Meliorations-Bauinspektion; sie tut die vorbereitenden Schritte, führt die Vorarbeiten aus, leitet die Abstimmung und hernach die Bauausführung, nachdem der Entwurf von der Regierung genehmigt und dessen Ausführung von den Interessenten beschlossen worden ist.

Die Vorarbeiten umfassen z. B. bei Entwässerungen:

1. Eine genaue Erforschung der Ursachen der Versumpfung.
2. Die Bezeichnung des in die Melioration einzubeziehenden Geländes durch Umgrenzung desselben auf der Generalstabskarte.
3. Die Vornahme von Nivellements an den Grenzen dieses Gebietes zur genauen Festlegung des einzubeziehenden Geländes und Nivellements der projektierten Kanallinie.

1) Vgl. in Braunschweig die Gesetzes- und Verordnungen-Sammlung vom 30. Juli 1876; Stück 63.

4. Die Anfertigung von Plänen jenes Grenzgebietes im Maßstabe 1:5000, nach den Katasterblättern verkleinert, deren Maßstab 1:2000 beträgt.

5. Die Aufstellung eines Kosten-Voranschlages.

6. Die Anfertigung der Abstimmungslisten nach Auszügen aus dem Flurbuch des Katasteramtes, wobei die Stimme eines Grund besitzers nach Größe und Güte seines Besitzes bewertet wird.

Manche der hier in Frage kommenden Anlagen oder Teile der selben, wie Wehre und auszuführende Berechnungen, sind in den vorstehenden Abschnitten schon berührt oder eingehend besprochen. Vgl. z. B.:

Die Ent- und Bewässerung in Schwarzwaldtälern, hier S. 114.

Die Entwässerungen in der Schweiz, S. 99 u. 100.

Die Senkung des Wasserspiegels durch Herstellung von Durchstichen, S. 99, 102 u. 117—121.

Die Berechnung der mittleren Wassergeschwindigkeit S. 41 u. 42.

Bestimmung von Abflußmengen, S. 64 u. 68.

Künstliche Hebung des Wassers durch Pumpen, Bd. I, S. 168 bis 176.

Die Kostenermittlung der Schöpfarbeit gestaltet sich hier zwar anders, da besonders erbaute Pumpwerke in Frage kommen, deren Betrieb allerdings nach der abzuführenden Wassermenge schwankt.

Die Gräben erhalten bei Entwässerungen ein Gefälle 1:3000 bis 1:5000, selten bis 1:20000. Bei Bewässerungen kommen weit stärkere Gefälle vor.

Die Grabenböschung erhält bei kleinen Gräben in festem Wiesenboden oder festem Moor die Neigung 1 : $^1/_2$, in festem Klaiboden oder Humus 1:1, in lehmigem Boden über Wasser 1:1, unter Wasser 1:1$^1/_2$, in Sand über Wasser 1 : 1$^1/_2$ und unter Wasser 1 : 2. In Höhe des Niedrigwasserprofils wird eine Berme von etwa 0,6 m Breite angelegt. Große Entwässerungskanäle erhalten bisweilen ein Doppelprofil mit seitlichen Deichen.

Als Maximalwerte mittlerer Wassergeschwindigkeit, bei welchen die Grabensohle noch nicht angegriffen wird, sind zu nennen:

für leichten Moorboden . . . . . . 0,6 m/Sek.
„ Sand und festen Moorboden . . . 0,9 „ „
„ lehmigen Boden . . . . . 1,0—1,5 „ „

Als Minimalwerte der Wassergeschwindigkeit sind für Sinkstoff führendes Wasser zu nennen, wofern eine Ablagerung der Sinkstoffe verhütet werden soll:

für Schlamm führendes Wasser . . . . . . 0,20 m/Sek.
„ Sand „ „ . . . . 0,45 „

Die Einmündung eines Seitengrabens in einen Hauptgraben erfolgt unter spitzem Winkel α. Der Seitengraben erhält das zu erstrebende, maximale Gefälle, wenn $\operatorname{tg} \alpha = \frac{m}{n}$ gewählt wird. Hierin bedeutet $1 : m$ das Gefälle des Hauptgrabens und $1 : n$ das Gefälle des Geländes quer dazu.

B. Entwässerungsanlagen

haben in 24 Stunden eine Wassermenge abzuführen, welche entspricht:

im Berglande . . . . 70 mm Niederschlagshöhe
„ Hügellande . . . . 20 „ „
„ Flachlande . . . . 3—10 „ „

Da 1 mm Niederschlagshöhe auf 1 qm Grundfläche einer Wassermenge von 1 Liter entspricht, ergibt eine Regenhöhe von 5 mm auf 1 qkm:

$$q = \frac{5 \cdot 1000 \cdot 1000}{24 \cdot 3600} = 58 \text{ Liter/Sek.}$$

Bei anhaltenden und starken Niederschlägen oder bei Schneeschmelze vergehen mehrere Tage, bis die Wasserabführung bewirkt ist.

Hier sei bemerkt, daß man die städtischen, unterirdischen Abwässerkanäle für eine gegenüber obiger Zahl hundertfach größere Wassermenge herrichtet. Man rechnet für die Innenstadt in Braunschweig bis zu 70 Liter auf 1 ha und Sek., oder 7000 Liter/Sek. auf 1 qkm; vgl. S. 67 und 68. Jene große Wasserführung zeigt der städtische Kanal nur auf begrenzter Strecke bis zum nächsten Notauslaß, wo sich der Kanal zum größten Teil in einen öffentlichen Wasserlauf entleert.

Wildbäche und städtische Entwässerungs-Kanäle führen im Meistbetrage von der Flächeneinheit die hundertfache und Bäche im Hügellande etwa die zehnfache Wassermenge ab, als die hier behandelten Entwässerungs-Anlagen der Ländereien des Flachlandes.

In Schleswig-Holstein betragen die Kosten der Entwässerung reichlich 40 Mark für je 1 ha oder 2,50 M. für Verzinsung, Amortisation und Unterhaltung der Anlage im Jahre.

Dieser Aufwand ist als gering zu bezeichnen, da der Wert des Geländes durch die Melioration von 500 auf 1500 M. für 1 ha steigen kann. Freilich gilt das nicht im Mittel für die ganze Fläche, auf welche die Kosten verteilt sind.

Es sei noch besonders hervorgehoben, daß eine Entwässerung nicht zu weit getrieben werden darf. Es ist Sorge zu tragen, daß durch Stauwerke (Wehre) das Wasser aufgestaut werden kann, um zu trockener Jahreszeit den Grundwasserstand heben und das Gelände befeuchten zu können.

Der Grundwasserstand ist so tief zu senken, daß derselbe im Gelände gewöhnlich um einen Betrag $\triangle h$ unter Gelände-Oberfläche liegt, welcher größer sein muß, als folgende Minimalwerte angeben:

$\triangle h \geqq$ 0,5 m bei Wiesenland,
„ $\geqq$ 1,0 „ „ Ackerland,
„ $\geqq 1,5 \sim 2,0$ „ „ Obstkulturen.

Das Sommerhochwasser, welches bei Berechnung der Gräben in Frage kommt, kann 0,2 bis 0,5 m höher angenommen werden, wenn es sich hinreichend schnell wieder verläuft.

Eine Drainage tritt in schwerem, undurchlässigem Boden hinzu. Die Drains, unglasierte Tonrohre, werden in einer Tiefe

$t = 1,3$ m bei Sandboden,
„ = 1,4 „ „ Tonboden,
„ = 1,7 „ „ sehr dichtem Boden

verlegt.

Ihre Abstände voneinander betragen:

$l = 6\,t$ bei schwerstem Tonboden,
„ = 12 „ „ tonhaltigem Sandboden,
„ = 24 „ „ Sandboden.

Die Wassergeschwindigkeit in den Drains ist $v > 0,15 \sim 0,20$ m/Sek. zu wählen, um Ablagerungen zu vermeiden.

Das Minimalgefälle beträgt bei kleinen Drains von 2,5 cm Durchmesser 1 : 300; es fällt mit der Weite der Rohre und beträgt bei $d = 16$ cm etwa 1 : 3000.

Die kleinen Drains (Saugedrains) liegen in starkem, die Sammeldrains in schwächerem Gefälle; letztere münden unter Niedrigwasser in den offenen Abzugsgraben. Die Austrittsöffnung ist zu schützen. Fischen oder Ratten ist der Eintritt zu verwehren. Bäume und Sträucher, insbesondere Pappeln sollen nicht in der Nähe von Drains

stehen, da deren Wurzeln in dieselben eindringen und dort Wucherungen bilden.

C. Bewässerungsanlagen

gliedern sich:

1. in Überstauungen, und zwar:
   a) gewöhnliche Überstauung,
   b) Überstauung mit Sielen;
2. in Berieselungen, und zwar:
   a) wilde Berieselung,
   b) künstliche Berieselung.

Die künstliche Berieselung zerfällt in einfachen Hangbau oder Hangbau mit Wiederverwendung des Wassers durch Drainage mit Steigeschächten und Ventilen (Methode Petersen Wittkiel) und in den Rückenbau.

Die Bewässerung findet durch zeitweise Überstauung in 7—20 cm Schichtdicke statt, um das Land zu befruchten. Dazu bedarf es sinkstoffhaltigen Wassers, wie manche Flüsse solches bei Hochwasser führen.

Bei dem gewöhnlichen Hangbau versickert das Wasser im Boden. Bei der künstlichen Berieselung wird das überschüssige Wasser unterhalb durch Entwässerungsgräben aufgenommen, so daß sich im Wechsel ein Be- und Entwässerungsgraben ergibt, davon die ersteren von oberhalb aus einem Zubringer gespeist werden, während unterhalb die Entwässerungsgräben in einen Hauptentwässerungsgraben münden. Die Neigung des Hanges muß größer sein als 1:50.

Der Wasserverbrauch beträgt:

Zu Zwecken der Befeuchtung . . . 1 Liter/ha und Sek.
Zum Zweck der Befeuchtung und Befruchtung durch Sinkstoffe:
bei der Überstauung . . 10—20 „ „ „
„ „ Berieselung . . 30—120 „ „ „

Der Rückenbau wird in flachem Gelände verwendet. Die Felder werden in Beete geteilt, zwischen welchen Entwässerungsgräben liegen. Jedes Beet bildet einen kleinen Höhenrücken, auf dessen Kamm der Bewässerungsgraben angelegt ist. Von ihm aus rieselt das Wasser nach beiden Seiten die kleinen Hänge bis zu den Entwässerungsgräben hinab. Die Länge der Beete beträgt 12—28 m,

ihre halbe Breite vom Be- bis zum Entwässerungsgraben je 4—15 m. Das beiderseitige Hanggefälle ist 1:24—1:30. Der Rückenbau gestattet die reichlichste Verwendung befruchtenden Wassers. Derartige Anlagen sind aber wegen der benötigten Erdarbeiten ziemlich kostspielig.

Die Methode Petersen Wittkiel verwendet gleichzeitig Drainage. Die Rohre derselben münden in ein vertikales Ventilrohr. Je nach Stellung des Ventils fließt das Wasser unterirdisch ab oder es steigt im Ventilrohr aufwärts, um nochmals zu Zwecken der Befeuchtung verwendet zu werden, wodurch an Wasser gespart wird.

II. Seebau.

(Schutzbauten, Landgewinnung, Deiche, Siele, Gezeiten und die Ausbildung der Strommündungen.)

Literatur:

1. Handb. d. Ingw. (3. Aufl.), III, 3. Abt., Wasserbau am Meere u. in Strommündungen, S. 140—192.
2. Fülscher. „Über Schutzbauten zur Erhaltung der Ost- und Nordfriesischen Inseln." Verlag Wilh. Ernst & Sohn. Mk. 5,—.
3. G. Hagen. „Handbuch der Wasserbaukunst", 3. Teil (Seeufer- und Hafenbau).
4. Paul Gerhardt. „Handbuch des deutschen Dünenbaues", m. 445 Abb. Verlag Paul Parey, Berlin SW., Hedemannstr. 10.
5. Cours de Travaux maritimes, II, S. 168 u. 192. Verlag Béranger, Paris, Rue des Saints-Pères 15.
6. Fr. Müller. „Das Wasserwesen der Niederlande, Provinz Zeeland." Mk. 36,—.
7. Seeschiffe, Art und Abmessung derselben; siehe den Hinweis, S. 395.

A. Der Angriff des Wassers.[1])

Wellenschlag und Strömungen nagen beständig an den Küsten der Meere. Schwerer Seegang wirbelt zumal dort, wo die Woge[2]) sich schäumend überschlägt, d. h. brandet — siehe Abb. 375 — den Boden vom Grunde auf, so daß das Wasser sich trübt. Strömungen, welche hinzutreten, tragen die nun schwebenden Sinkstoffe in das Meer hinaus; sie gehen dem Saum des Landes verloren. So vertieft

1) M. Conrad, siehe S. 438; Plan 4 zeigt den Rückgang der Uferlinie an der niederländischen Küste und das Vordringen der See.

2) Vgl. meine Abhandlung: „Über Gestalt und Bewegung von Wasserwellen mit Berücksichtigung der Einwirkung des Windes." — Exners Repertorium der Physik, Band XXII.



Abb. 375. Die Brandung auf Sylt.

sich das Wasser vor dem Ufer dort, wo Wellenschlag und Strömung zusammenwirken. Auch der Strand, welcher bei gewöhnlichem Wasserstande über Wasser hervortritt, erleidet bei höheren Wasserständen einen Abtrag, da er sich nur in gewisser, schwacher Neigung hält, z. B. 1 : 25 auf der Insel Amrum. Er steigt unter der bestimmten Neigung, welche mit der Gewalt des Wellenschlages ab- und mit der Korngröße des Strandmaterials zunimmt, aus dem tieferen Wasser empor. Wird die Sohle *B* (Abb. 376) vor dem Strande durch die nagende Wirkung des Wassers abgespült und vertieft, dann hält sich auch der Strand *S* nicht dauernd in der alten Höhe. Soweit die häufiger vorkommenden Hochwasser emporreichen, bildet sich die flache Strandböschung aus, weiter landwärts steht steileres Ufer *U* an. Jede höhere Flut hat das Bestreben, einen Abbruch des Ufers zu erzeugen, dessen Fuß dann durch die Wellen nach Art der Linie *K* unterhöhlt wird. Es bilden sich Rutschflächen *R*, der alten Uferböschung angenähert parallel,

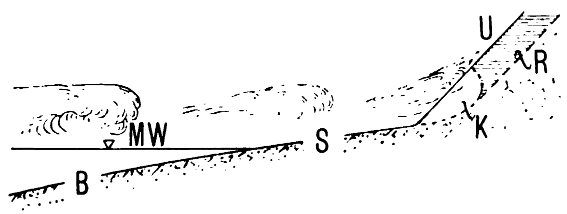


Abb. 376. Strand bei Hochwasser, Uferabbruch.

und der zwischen *U* und *R* befindliche Boden stürzt auf den Strand hinab. Die nächsten Wellen verteilen die aufgehäuften Erdmassen, so daß nach Rücktritt des Wassers der Strand eine Erhöhung erfahren hat. Es lebt also der Strand auf Kosten des höheren Ufers und er schwindet allmählich, wo gelegentlicher Uferabbruch nicht mehr eintritt.

B. Strandschutz und Uferschutz.

(Über Uferschutz siehe auch den siebenten Abschnitt.)

Der Abtrieb des Strandes vollzieht sich vielfach dort, wo der Fuß eines Ufers künstlich vor Unterspülung geschützt wird. Abb. 377 zeigt einen derartigen Uferschutz in Form eines Steinwalles, aus Findlingen, in Zementmörtel verlegt. Ein Strandweg ist auf diese Weise gewonnen, welcher dem beständigen Angriff der Wellen entzogen ist. Am Hang des steilen Ufers entstehen nun keine Rutschungen mehr; es bedeckt sich die Böschung mit Pflanzenwuchs. Aber vor dem Uferschutz ruht der Kampf nicht. Das Meer spült fort und fort. Der Strand nimmt ab. Die Fundamente der Schutzmauer werden freigelegt, und diese stürzt ein, wenn nicht rechtzeitig vor der Mauer eine tiefer reichende Schutzwehr geschaffen wird. Rechts in Abb. 377 ist diese durch Pfähle gewonnen, welche in



Abb. 377. Flechtzäune als Strandschutz, Glücksburg an der Ostsee.
Eigene Aufnahme.

einer Reihe, parallel zur Steinmauer in kaum 1 m Abstand von derselben, dicht nebeneinander geschlagen sind. Dahinter liegt bis zur Mauer Busch und Kiespackung. Aber auch dieses Mittel nützt nur vielleicht weitere 10 oder 20 Jahre. Die Abspülung des Strandes schreitet fort, da neuer Boden, solange der Uferschutz hält, vom Uferhang nicht hinzukommt. Somit gilt es, die weitere Abspülung des Strandes hinfort nach Kräften zu verhüten. Man versucht nun Wellengang und Strömung schon in einiger Entfernung vom Ufer zu brechen, um so das an sich unvermeidlich sich vollziehende Werk der Zerstörung erheblich zu verzögern. Die Küstenbauten, welche diesem Zwecke dienen, nennt man Buhnen, auch Schlengen oder Stackwerke; sie bestehen in Abb. 377 aus Flechtzäunen, welche im vorliegenden Falle durch die Gewalt bewegten Wassers und des Eises schon sehr gelitten haben. Die streifige Masse, welche zumal an der Buhne im Vordergrunde auffällt, ist Seegras, Tang, den die See da abgesetzt hat. Fast hoffnungslos erscheint es, mit kleinen Mitteln das Werk der hier sich vollziehenden Zerstörung hinreichend aufzuhalten.

An den Ufern der Föhrde bei Flensburg habe ich seit Jahren an Festpunkten ein Zurückgehen des Strandes beobachtet, und zwar dort, wo hohes Ufer hinter dem Strande fehlt oder der Fuß eines hohen Ufers durch Steinwälle geschützt ist. Der jährliche Höhenabtrag des Strandes mißt dort etwa 2 cm.

Mit großen Mitteln erstrebt die Regierung eine Abschwächung jener zerstörenden Wirkungen der See an den Nordseeinseln, welche gleichsam ein Bollwerk bilden, einen vorgeschobenen Posten, für das zurückliegende, meist eingedeichte Festland. Eine Vernichtung der Inseln würde die Vertiefung des dahinter liegenden, jetzt flachen Wattenmeeres nach sich ziehen und einen Anprall der Meereswogen gegen den Fuß der Deiche von fortgesetzt wachsender Stärke veranlassen. Wie außerordentlich aber die Kosten des Deichschutzes steigen, wenn dieser schließlich an offener See liegen würde, veranschaulicht Abb. 398. Das hier in erster Linie zum Strandschutze verwendete bauliche Schutzmittel ist die Buhne,[1])

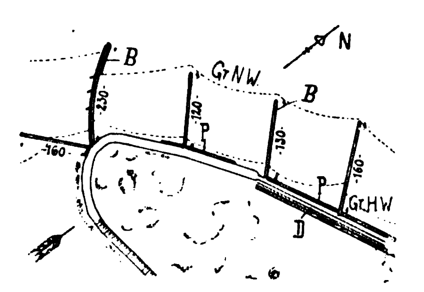


Abb. 378. Schutz einer Nordseeinsel durch Buhnen.

1) 1. Siehe Fülscher, hier S. 444 unter 2. — 2. A. Thomas, Seestrandbefestigungen auf der Insel Sylt, Zentralbl. d. Bauverw., 1898, S. 548.

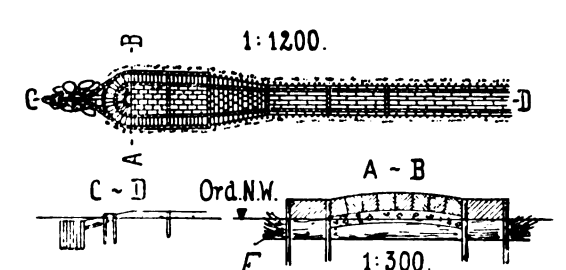


Abb. 379. Nordseebuhne.

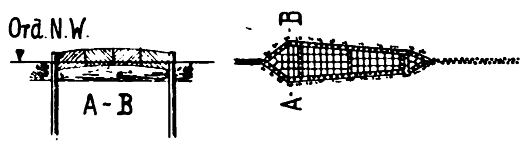


Abb. 380. Kleine Buhne.

vgl. *B*, Abb. 378, welche sich quer zur vorherrschenden Strömung vom Ufer aus auf 100—300 m Länge in die See erstreckt; sie hält den durch die Meereswogen bei stürmischem Wetter aufgewühlten Sand gefangen, indem dieser Einbau in Nähe des Landes die Ausbildung einer Strömung hindert. Diese Buhnen werden auch Tauchbuhnen genannt. Außerdem tritt an gefährdeten Uferstrecken ein Uferschutz hinzu, und zwar in Form eines Betondeckwerkes oder einer Mauer (vgl. Abb. 382) oder als Pflaster *P* (Abb. 378).



Abb. 381. Kopf einer großen Buhne auf Sylt.

Eigene Aufnahme.

Abb. 379 zeigt die Buhne in der Aufsicht, im Längenschnitt *C—D* und im Querschnitt *A—B*. Betonblöcke auf Kies und Faschinen zwischen Pfahlreihen bilden den Körper des Bauwerks. Zwischen den großen Buhnen ordnet man dort, wo sich dies nachträglich als notwendig erweist, den Bau kleinerer, schwächer ausgebildeter Buhnen an; vgl. Abb. 380. Buhnen aus Buschwerk, dem nämlichen Zweck dienend, sind an manchen Nordseeinseln auch in großen Abmessungen verwendet, insbesondere zur Befestigung der Düne bei Helgoland.[1])

Es ist die Frage aufzuwerfen, ob ein weiter draußen errichtetes Parallelwerk, dessen Kopf unter niedrigstem Niedrigwasser bleibt, die Bildung eines Vorstrandes zu begünstigen vermag.

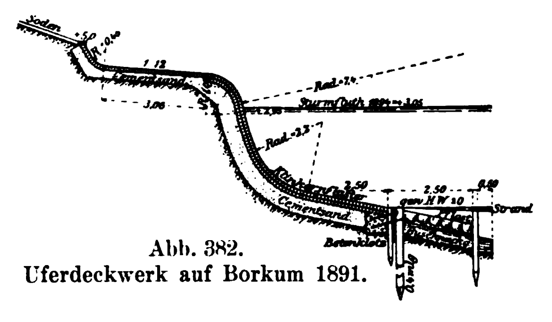


Abb. 382.
Uferdeckwerk auf Borkum 1891.

Das Uferdeckwerk, Abb. 382, ist dem vorn, S. 444, bezeichneten Buche von Gerhardt, S. 604, entnommen; vgl. auch die Abschnitte S. 587 und 599 mit zahlreichen Beispielen für Uferdeckwerke. Vgl. auch hier: Siebenter Abschnitt „Versuche" und Travaux maritimes.[2])

C. Dünenbau.[3])

Düne (dune; down, dune).

Nicht nur Seegang und Strömung sind Feinde des Strandes und der angrenzenden Ufer, sondern auch der Wind entführt den Sand, wo dieser ohne Bindemittel auftritt, so daß die Luft jedes einzelne Sandkorn für sich erfassen und leicht forttragen kann. Kaum ist die Flut zurückgetreten und der Strand seit einer Stunde wieder abgetrocknet, da beginnt der Wind schon mit dem Sande zu spielen. Wie wehender Staub oder Schnee treibt er in niedrig schwebenden Wolken über den Strand dahin. Es gilt nun zu verhüten, daß der Sand ins Wasser oder weit landeinwärts ge-

1) Handb. d. Ingw. (3. Aufl.), III, 3. Abt. „Wasserb. am Meere und in Strommündungen", S. 162.
2) Cours de Travaux maritimes, II, S. 189 und Wellenbrecher, S. 183.
3) Paul Gerhardt, Handb. d. d. Dünenbaues; siehe vorn S. 444.

geführt wird. Er soll dem Strande oder mindestens doch der Uferdüne erhalten bleiben. Durch Hürden, Strandzäune, sucht man z. B. an gefährdeten Stellen den Sand zu fangen und zur Ablagerung zu zwingen, wie das mit treibendem Schnee an Eisenbahnen durch Schneezäune geschieht.

Die Düne selbst wird mit Strandhafer oder ähnlichen Halmgewächsen bepflanzt, welche den Sand fangen. Die Halme hemmen die Luftbewegung in unmittelbarer Nähe des Bodens, so daß der



Abb. 383. Düne mit Strandhafer bepflanzt.

Sand da seine Ruhe findet, zu Boden fällt und ferner nicht wieder so leicht aufgewirbelt wird.

Nehrungen und die hinter ihnen verbleibenden Haffbildungen und Lagunen verdanken ihre Entstehung auch dem Emportragen von Meeressand durch Wellenschlag und Windwirkungen.

Riffe sind Erhebungen der Meeressohle, welche sich mit ihrer Oberfläche in geringer Tiefe unter dem Meeresspiegel am Ufer entlang ziehen und landenden Fahrzeugen gefährlich werden. Man unterscheidet Riffe aus Sand, Fels und Korallen. Riffe aus Sand entstehen durch das Branden der Wogen, also nur mittelbar durch die Wirkung des Windes.

D. Schutzbauten an den Halligen[1]) und im Wattenmeere.

Nicht nur jene Inseln mit höherem Ufer, das in seinen Dünen auf 20 oder 30 m Erhebung ansteigt und dessen Saum dem Wogengang der offenen See und den Stürmen ausgesetzt ist, werden heute kräftig verteidigt, sondern die Fürsorge erstreckt sich auch auf die niedrigen Inseln des Wattenmeeres, die Halligen. Sie bilden Reste

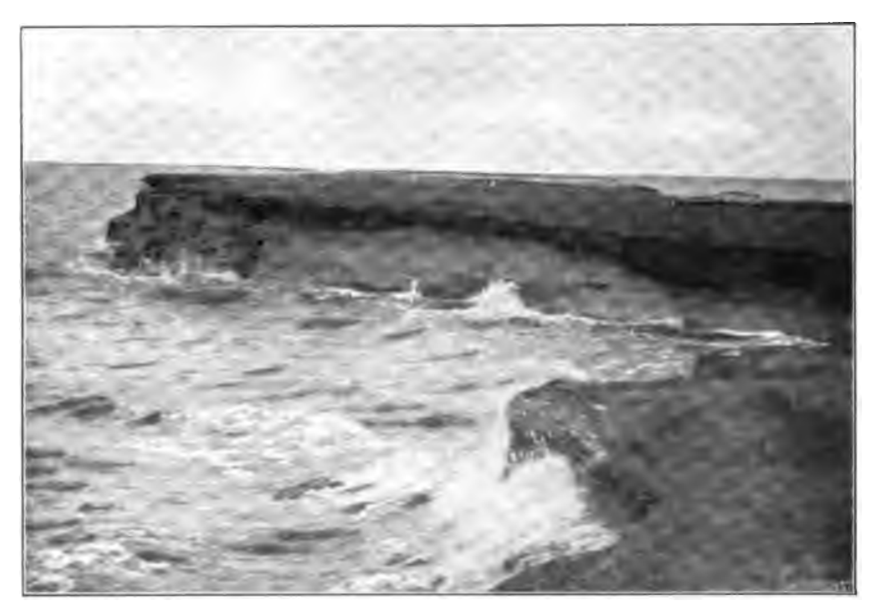


Abb. 384. Halligufer.
Eigene Aufnahme.

einst großer, zusammenhängend eingedeichter Landflächen, welche den Sturmfluten des Meeres zu großem Teil zum Opfer gefallen sind. Wo einst blühende Gemeinden bestanden, erstreckt sich heute das flache Wattenmeer, dessen Wasser bei Ebbe meilenweit zurücktritt, so daß ein grauer, schlüpfriger Boden frei wird, genannt das Watt.

1) Siehe: 1. Historische Karte von den nordfr. Inseln sowie von Ditmarschen und Eiderstedt. Franz Geerz, Berlin, Selbstverlag. — 2. Die Küste der deutschen Nordsee von B. Naumann, eine Karte, die Marschen und Polder, das Watt, die Tiefs, die Inseln und Leuchtfeuer darstellend. — 3. Eine Karte aus älterer Zeit findet sich in dem Buch: „Die nordfriesischen Inseln“ von Chr. Jensen. — 4. E. Traeger, „Die Halligen der Nordsee“. Verlag von J. Engelhorn, Stuttgart.

Das Gelände der Halliginsel erhebt sich nur 1 bis 1,5 m über ordinär Hochwasser, siehe Abb. 384. Jede etwas höhere Flut nagt an dem niedrigen Ufer. Im Verlauf je eines Jahres verschwindet auf der Seeseite der Insel ein Randstreifen von etwa 1 bis 3 m Breite dort, wo das Ufer ungeschützt bleibt. Bei Sturmflut steht das ganze Halligland bis zu 2 m tief unter Wasser. Nur die Hügel, auf welchen die Gehöfte sich befinden, ragen mit diesen noch aus der unabsehbaren Flut empor, welche ringsum diese kleine künstliche Feste, die sogenannte Werft (oder Warft), umtost.



Abb. 385. Die Werft auf Hallig Oland bei Sturm.

Abb. 385, nach einem Gemälde dargestellt, veranschaulicht die gefährliche Lage der Inselbewohner bei Sturm. Das Land ist natürlich nur als Weide für Viehzucht zu benutzen und als Wiese.

Abb. 386 zeigt ein dem Untergange geweihtes Gehöft, welches früher weitab vom Uferlande gelegen war; heute ist alles Vorland von der See verschlungen und ebenso auch ein Teil des Hügels, auf welchem das Wohnhaus steht.

Abb. 387 zeigt eine derartige Halliginsel im Grundriß. Die Uferlinie *G* von 1805 ist gestrichelt angedeutet. Der Rückgang des Landes betrug in kaum 100 Jahren 200 bis 350 m. Die Breite der Insel mißt zwischen den äußersten Uferlinien noch 2000 m. Ihre



Abb. 386. Nordmarsch auf Hallig Langeneß.
Aufgenommen von Waldemar Lind, Wyk a. Föhr.

nach West vortretenden Spitzen sind aber dem Meere preisgegeben. Der hergestellte Uferschutz *U* aus Steinpflaster liegt weiter zurück, da die vorn einschneidende, durch einen Deich *D* durchquerte Bucht nicht allzubreit ist. *W* ist die Werft mit den Gehöften, *H* ist ein Hafen für Segelboote, *P* sind Priele, d. h. Wasserläufe. Buhnen *B* dienen zur Abhaltung der Strömung, welche dort vorbeistreicht und bei fehlender Anlage der Buhnen eine gefahrbringende Vertiefung des Watts am Ufer der Insel erzeugen würde. Auch die kleinen Buhnen im Osten der Insel dienen zur Abschneidung von Strömungen. Hier aber nicht, um Vertiefung des Watts zu verhüten, sondern um im Windschatten, wo Sinkstoffe sich absetzen wollen, zur weiteren Beruhigung des Wassers beizutragen. Es gilt dort, Land zu gewinnen. Die eingetragenen Zahlen geben die Wassertiefe bei ordinärem Hochwasser an.

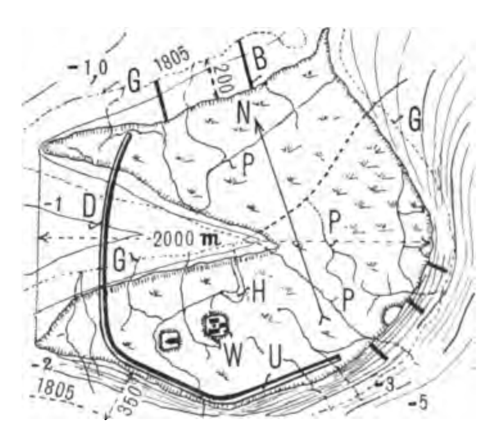


Abb. 387. Hallig Gröde; *U* Uferschutz.

Das Uferschutzwerk aus Granitfindlingen auf Kiesbettung, vgl. Abb. 388, greift tief unter die Wattoberfläche hinab, so daß dessen Unterspülung auf absehbare Zeit hinaus nicht eintreten kann.

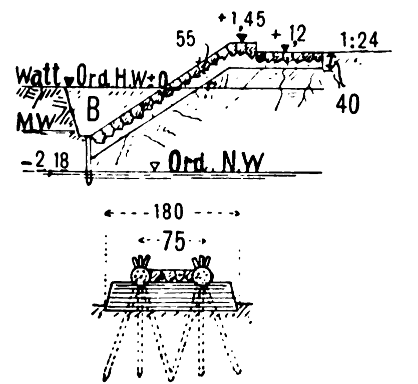


Abb. 388. Uferschutz und Buhnen auf Hallig Gröde.

Da bei Sturmflut die Wogen an diesem Schutzwerk branden, ist auch hinter der Böschung noch eine obere, etwas tiefer liegende Berme durch Pflasterung geschützt. Dort bildet sich ein sogen. Wasserpolster, landwärts der höheren Bordsteine. Daran schließt sich ein niedriger Deich von 50 cm Höhe mit vorderer Böschung 1 : 24, welcher den auf die Insel auflaufenden Wogen einen weiteren Widerstand entgegensetzen und deren Gewalt mäßigen soll.

Es sei noch erwähnt, daß die Hallig nicht nur einem Landverlust am vorderen Inselrande ausgesetzt ist, sondern daß auch die Strömung der vielen Priele Uferabbrüche erzeugt. Die Wassermenge, welche bei Ablauf einer Sturmflut in wenigen Stunden die Insel wieder verläßt, entspricht ja derjenigen des Niederschlages mehrerer Jahre. Der bauliche Eingriff erstreckt sich daher auch auf den Abbau zu tief und zu breit gewordener Priele. Die Maßnahmen der Regierung haben sich nicht nur darauf beschränkt, das



Abb. 389. Herstellung von Uferpflaster auf einer Hallig.
Eigene Aufnahme.

vorhandene Land der Nordseeinseln gegen den Angriff des Meeres zu verteidigen, es wird vielmehr auch erstrebt, eine Vertiefung des Wattenmeeres (Meer-Erosion) zu behindern und durch Beschaffung ruhiger Wasserbecken Schlickfall und Aufhöhung des Bodens zu veranlassen; Landgewinnung ist die Folge. Zu dem Zweck werden Dämme bis zu 5 und mehr Kilometer Länge von Insel zu Insel, oder von der Insel, der Hallig, hinüber nach dem Festland gezogen.

Abb. 392 zeigt den Querschnitt eines derartigen Dammes, welcher Hallig Oland mit dem Festlande verbindet. Die Krone liegt über dem gewöhnlichen Hochwasser. Unmittelbar hinter der Insel in geschützter Lage besteht der Damm aus Wattboden, abgedeckt mit Klai und Mutterboden, sowie mit Rasen. Auf der Hauptstrecke sind Faschinenpackungen mit Zwischenlagen von schwerem Boden, die befestigt durch Faschinenwürste und Pfähle, zum Aufbau der

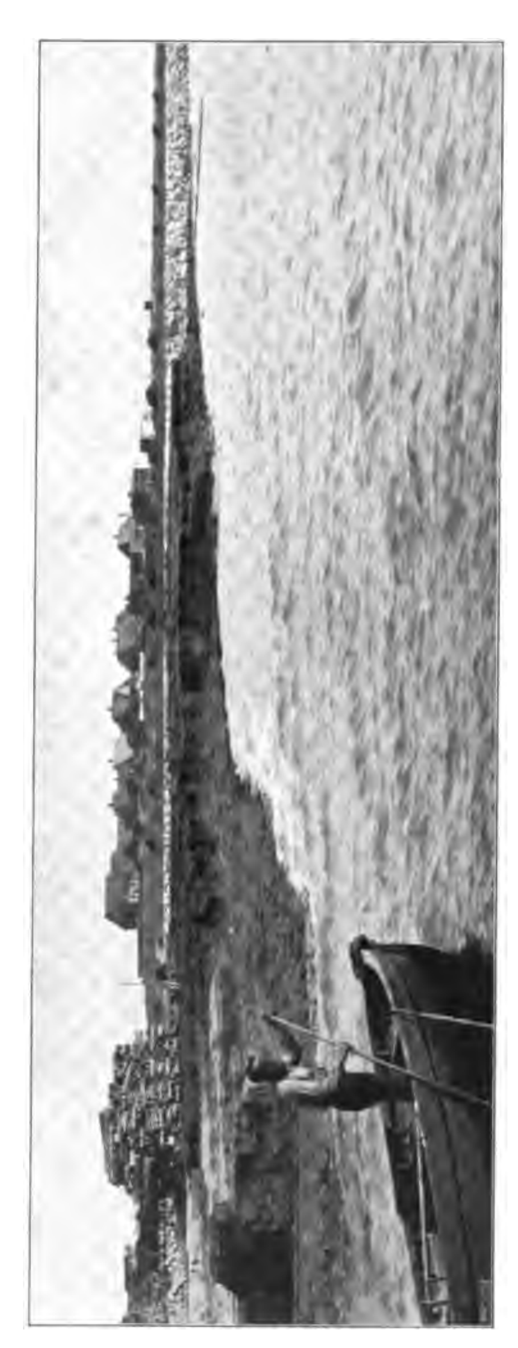


Abb. 390. Uferschutz auf Hallig Oland, 1898.



Abb. 391. Priel auf Hallig Oland; links die Kirche.
Aufnahme von W. Lind, Wyk a. Föhr.

Dämme benutzt. Der Kern besteht zweckmäßig ganz aus Boden, da im Zusammenhange quer durchlaufende Strauchlagen eine Durchströmung und Unterwaschung des Dammes begünstigen. Die Krone wird mit Steinpackung auf Kies abgedeckt.

E. Landgewinnung und Eindeichungen.

1. Landgewinnung.

Was die Regierung durch die Dammbauten am Wattenmeer seit einem Jahrzehnt im großen erstrebt, wurde durch stetige, erfolgreiche Arbeit längs der Festlandsküste vielfach im kleinen schon seit Jahrhunderten erreicht.

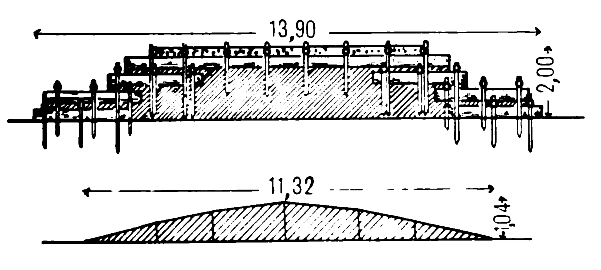


Abb. 392. Dammbauten im Wattenmeer.

Die in Abb. 394 durch eine punktierte Linie und das Festland begrenzte Fläche, das Watt

genannt, war früher zum Teil urbares Land. Große Inseln mit vielen Kirchdörfern fielen dort durch Sturmfluten einer Vernichtung anheim; vgl. Traeger, S. 7—15 (hier S. 451). Alte Berichte behaupten, daß dort bis zu 200 000 Menschen bei einer einzigen großen Flut ertrunken sind.

Das Watt ist von Tiefs (Stromrinnen) durchschnitten, welche der Küstenschiffahrt als Wasserstraßen dienen und durch Betonnung gekennzeichnet sind.

Wo das Meer das Bestreben zeigt, Sinkstoffe, und zwar tonhaltigen Boden, sogenannten Schlick (Meer-Alluvion), abzu-



Abb. 393. Faschinenbank zur Herstellung einer Faschinenwurst.
Eigene Aufnahme.

setzen, wird diese Neigung durch besondere Arbeiten begünstigt. Vom Ufer her werden Gräben ausgehoben, sogenannte Grippen *G*, vgl. Abb. 394, welche sich nach dem tieferen Wattenmeer hinziehen. Der Aushub neben dem Graben bildete eine niedrige Buhne *B*, deren Oberfläche vielfach durch Strohbestickung befestigt ist. Beide sind in der Abbildung etwa vierfach übertrieben lang gezeichnet, ihre Anzahl ist groß. Bei höherem Wasserstande wirken diese Buhnen beruhigend auf die Flut, so daß diese mehr Schlick absetzt. Bei kleiner Flut bleibt das Gelände trocken, aber die Gräben füllen sich doch noch mit Wasser, welches seine Sinkstoffe fallen läßt und eine

Ausschlickung der Gräben veranlaßt. Durch wiederholten Aushub wird der gewonnene Boden auf das Land geschafft oder auch die Buhne damit erhöht.

Später besamt sich die Fläche. Zuerst wächst da der Queller, ein niedriges Pflänzchen mit kleinen, fleischigen Blättern, dann folgen Gräser, deren Halme hinfort Sinkstoffe fangen und eine Abspülung der so erfolgten Ablagerungen auch bei unruhiger See und bei Hochwasser verhüten.

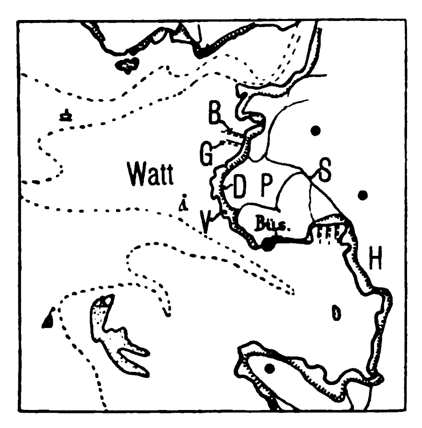


Abb. 394. Landgewinnung; *P* Polder.

So wächst das Land langsam zu solcher Höhe an, daß es bei gewöhnlichem Hochwasser noch über Wasser bleibt. Dann ist der Zeitpunkt für eine Eindeichung dieses Geländes gegeben, wofern die Fläche so groß ist, daß sich die Herstellung eines neuen Deiches *D* (Abb. 394) wirtschaftlich rechtfertigt. Dabei ist zu berücksichtigen, daß auch das grüne Vorland *V* schon als Weideland benutzt werden kann. Das Gras ist dort aber unter Einwirkung des salzigen Wassers der Sturmfluten von geringerem Werte als nach erfolgter Eindeichung. Die gewonnene Landfläche *P* heißt der Polder und der neue Außendeich *D* der Polderdeich.

2. Deiche (digue; dike, dam).

a) *Bezeichnung der Deiche.*

Polderdeiche und die alten Außendeiche *H* (Abb. 394) werden als Hauptdeiche oder Winterdeiche bezeichnet. Der letzte alte Deich verbleibt noch als Reservedeich bestehen, während die weiter landeinwärts belegenen Deiche *S* als Schlafdeiche bezeichnet werden; sie dienen vielfach als Fahrdämme. Diese Fahrstraßen müssen hoch liegen, da im Winter bei widrigen Winden die Siele ungenügend entwässern und alsdann Binnenwasser das Gelände häufig überstaut.

Deiche, auf grünem Vorlande errichtet, heißen Grodendeiche, auf grauem Wattland errichtet, Wattdeiche. Deiche, deren Fuß durch Rasen geschützt ist, heißen Rasendeiche, bei Schutz des Fußes durch Strohbestickung oder Stein spricht man von Stroh- oder Steindeichen.

Das eingedeichte Gelände bezeichnet man als **Marsch.** Die Marschen werden meistens als Viehweide benutzt. Der Boden ist sehr ertragsfähig; er besteht aus Alluvionen.

An die Marsch stößt die höhere **Geest**, aus Sand, Lehm- oder Tonboden, also aus Diluvium besteheud. Das Geestland liegt hochwasserfrei; es bedarf nicht der Eindeichung, Geländeoberfläche der Geest liegt bisweilen nur 1 bis 2 m oder aber 5 oder 10 m höher als das anstoßende Marschland.

b) *Literatur.*

1. Chiolich Löwensberg, I. Abt.: Der Strombau. V. Abschnitt: Deiche. Verlag C. Hoffmannsche Verlagsbuchhandlung Stuttgart 1864.
2. C. Schrader, Deichrecht, -system. Übersicht über die aus Deich-, Damm-, Siel- und Schleusensachen entstehenden Rechtsverhältnisse. C. F. Mohr, Kiel 1805.
3. A. Brahms, Anfangsgründe der Deich- und Wasserbaukunst. Verlag Hermann Tapper in Aurich 1754.
4. Hunrichs, Deich-, Siel- und Schlengenbau, Oldenburgisches Deichrecht. Verlag G. L. Förster, Bremen 1782.
5. Silberschlag, Hydrotechnik. Verlag J. Th. v. Trattvern, Wien 1785.
6. R. Woltmann, Wasserbauinspektor Cuxhaven, Hydr. Architektur. I. Bd. Seedeich-Wirtschaft. Verlag J. Chr. Dieterich, Göttingen 1791.
7. Buchholz, Darstellung des Deich- und Faschinenbaues. Hannover 1824.
8. Hagens Seebau.
9. Storm-Buysing (Holländer).
10. Bauernfeind, „Flußsiele“.
11. An Zeitschriften: a) Zeitschr. d. Hannov. Arch. u. Ingenieur-Ver. (jetzt: Zeitschr. f. Architektur- u. Ingenieurwesen). b) Tijdschrift van Ingeniers. c) Annales des ponts et chaussées.

c) *Flußdeiche*[1])

erhalten außen eine Böschung 1 : 3, binnen (landseits) die Neigung 1 : 2 oder 1 : $1^1/_2$. Flußdeiche sind aus besonders dichtem Bodenmaterial (1 Teil Ton und 2 Teile Sand) herzustellen, da sie das Hochwasser bisweilen auf die Dauer von 1 bis 2 Wochen abkehren und daher der Gefahr einer Aufweichung ausgesetzt sind.

Das einzudeichende Land darf nicht zu niedrig liegen und der Boden unter dem Deich auch nicht durchlässig sein, sonst steigt

---

1) Deichprofile siehe Handbuch d. Ingw. III, 2. Abt., 1. Hälfte, S. 704—707 und Tafel XX, und hier Abb. 399, S. 464. Auch ältere Werke (siehe oben) über Deichwesen bieten manche Ergebnisse wertvoller Beobachtungen. Es sind schon frühzeitig Erfahrungen gesammelt, da die Kunst des Deichbaues recht alt ist. Plan 1 von M. Conrad (hier S. 438) zeigt einen Deich der Rheinniederung, angelegt vom Kaiser Drusus.

bei Flußdeichen hinter dem Deich das Grundwasser, indem das Wasser vom Fluß her durchdrückt und das Gelände bedeckt, Qualm- oder Kuverwasser bildet sich. Dieser Vorgang ist für die Bewirtschaftung des Landes sehr nachteilig. Das einzudeichende Land muß höher liegen als ein mittleres Sommerhochwasser.

d) *Seedeiche*[1])

erleiden einen Angriff durch Hochwasser (Sturmflut) nur während einiger Stunden. Sie sind einer Durchweichung kaum ausgesetzt, aber dem Angriff durch die Wellen. Ihr Material darf allenfalls aus Sand bestehen, seewärts abgedeckt durch dichteren Boden (Klai), außen und innen bekleidet mit Humus und Rasen wie bei Flußdeichen.

Der beste Schutz der Seedeiche ist ein breites Vorland, auf dem die Wogen branden, so daß sie nur geschwächt den Deich erreichen. Ein solcher Deich bedarf als äußeren Schutzes nur einer guten Grasnarbe, um gegen die Wirkung der Wellen gesichert zu sein. Die Neigung der Außenböschung ist unten etwa 1 : 7, dann folgt 1 : 5 und bis zur Krone zuletzt 1 : 3. Für die Marsch wird an der See als zu erstrebende Höhenlage des einzudeichenden Bodens die Höhe des ordinären Hochwassers bezeichnet.

Auch tiefer liegende Gelände sind eingedeicht worden, dieselben fordern dann aber künstliche Entwässerung durch Pumpstationen; früher Betrieb durch Windmühlen und archimedische Schnecken, heute meist durch Zentrifugalpumpen mit Dampfbetrieb. Eine derartige künstliche Entwässerung ist aber kostspielig. Vgl. vorn Conrad (hier S. 438), Anlagen in Holland; insbesondere am Haarlemmer Meer.

Abb. 395 zeigt die Seeseite eines Deiches am Wattenmeer bei Husum, dem vorn ein Vorland fehlt. Nur eine Berme ist vorhanden. Eine Sturmflut hat tiefe Löcher in die vordere Böschung gewühlt, welche Beschädigungen bis zur Deichkrone reichen. Da dieser Schaden mitten im Winter entstanden ist und nicht gleich endgültig ausgebessert werden kann, sind die Schälungen, die Wandungen der Löcher, vorläufig nur durch Strohbestickung gegen weiteren Abbruch geschützt. Die endgültige Ausbesserung erfolgt im Sommer, so frühzeitig, daß bis zum Herbst die Rasenstücke der neuen Abdeckung fest verwurzelt sind.

1) Siehe Anmerkung Seite 459.



Abb. 395. Deichschäden nach der Sturmflut.
Aufnahme von Koch, Husum.



Abb. 396. Uferschutz am Deichfuß des Fischereihafens bei Geestemünde.

Der Deichfuß.

Wo natürliches Vorland fehlt, wird durch Anschüttung ein flach geböschter Geländestreifen, die Außenberme, vor dem Deich her-

gestellt. Das wasserseits belegene Ufer dieses Geländestreifens, als Deichfuß bezeichnet, ist künstlich zu schützen. Abb. 396 zeigt z. B. die Sicherung eines Deichfußes durch Bruchsteinpflaster. Oberhalb desselben ist die Grasnarbe der Berme auf gut 2 m Breite durch Strohbestickung gegen die spülende Wirkung der brandenden und überstürzenden Welle befestigt. Weiter landwärts ist die Berme einfach durch Grasnarbe geschützt. Ganz links zeigt sich, wenig hervortretend, der Deich. Deiche, deren Fuß so durch Steinpflaster



Abb. 397. Uferschutz aus Basalt am Fuß des Leuchtturmes an der Schleuse bei Holtenau.

gesichert ist, nennt man Steindeiche, während eine Sicherung des Deichfußes, d. h. der Böschung seiner Außenberme durch Strohbestickung, dem ganzen Deich den Namen Strohdeich verleiht.

Abb. 398 zeigt einen holländischen Deich[1]) an offener See. Da fehlt das schützende Vorland; ein breites Wattenmeer mit seiner geringen Tiefe und der Reihe vorgelagerter Inseln wie an unserer deutschen Nordseeküste ist da auch nicht vorhanden. Aus großer Tiefe steigt die Meeressohle empor, so daß die ungebrochene Meeres-

1) 1. Vgl. auch M. Conrad, Plan 6; siehe S. 438. — 2. von Horn, Hafendämme, Leitdämme und Abschlußdämme in den Niederlanden; Zentralbl. d. Bauverw. 1898, S. 608.

woge den Deich trifft. Die Befestigung besteht da bis dorthin, wo die beiden Personen stehn, aus Basaltsäulen, also aus einem schweren, dicken, sehr wetterbeständigen Pflaster; vgl. auch Abb. 397. Daran schließt sich bis weit landeinwärts eine Abdeckung aus hartgebrannten Ziegeln, sogenannten Klinkern. Aber das alles genügt noch nicht. Ein Wald von Pfählen und untereinander verankerten Pfahlwänden ist noch am Fuß dieses Deiches (Abb. 398) angebracht, um die Gewalt der bei Sturmflut auflaufenden Woge zu brechen.



Abb. 398. Deich an der Küste zu Westkapelle (Zeeland) an offener See.
Basalt der Basalt-Aktien-Gesellschaft Linz a. Rh.

F. Deichsiele (Deichschleusen).[1])

Siel (pertuis, émissaire, rigole; drain).

Die Entwässerung eingedeichter Gelände erfolgt durch Deichsiele. Diese sind an tunlichst geschützter Deichstrecke anzulegen, da jede Durchbrechung eines Deiches an sich schon eine Gefahr in sich schließt. Um die Sicherheit aber zu erhöhen, baut man die Siele tunlichst lang und sehr fest. Guter Baugrund ist zu fordern.

1) 1. Handb. d. Ingw. III, 2. Abt. Schleusen u. Schiffahrts-Kanäle Kap. 13, Siele (3. Aufl.), S. 1—52. — 2. Hagen, Wasserbaukunst, III. Teil, 1. Bd., S. 315 bis 364 u. Tafel VI—IX.

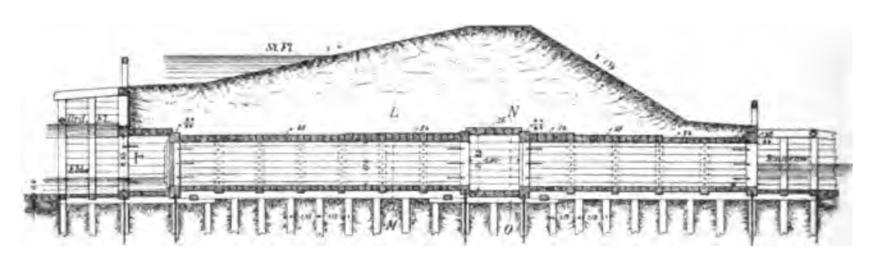


Abb. 399.

Moor und Darg (Gelände mit Ablagerungen von Seepflanzen) im Untergrunde sind als Bauplatz zu vermeiden.

Kleinere Siele von 30 × 30 cm Lichtweite werden aus vier Brettern hergestellt, außen zusammengefaßt durch Rahmwerk.

Etwas größere Siele bis 1,0 m Weite erhalten innen Rahmwerk und außen langlaufende Bohlen. Beide Arten werden Pumpensiele genannt, sie sind weder durch Pfähle gestützt, noch sonstwie gegründet. Ihre Verschlußvorrichtungen bilden Klappen, welche an ihrer oberen Kante Gelenke erhalten und von selbst sich bei Wasserdruck von außen schließen und anderseits bei Druck von innen öffnen. Abb. 399 und 400 zeigen eine Bauart in Holz, das Balkensiel,

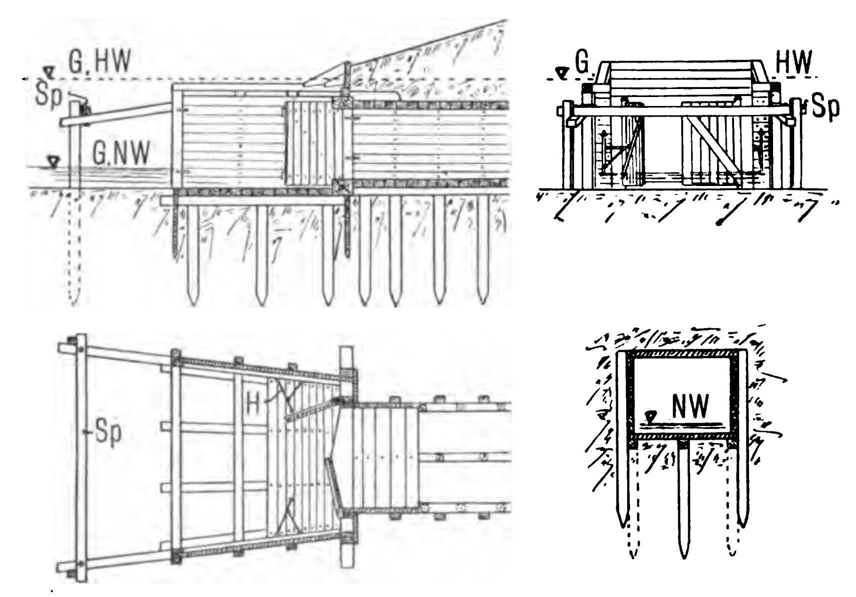


Abb. 400. Das Balkensiel.
Hagen, Wasserbaukunst, III. Teil, Tafel VI.

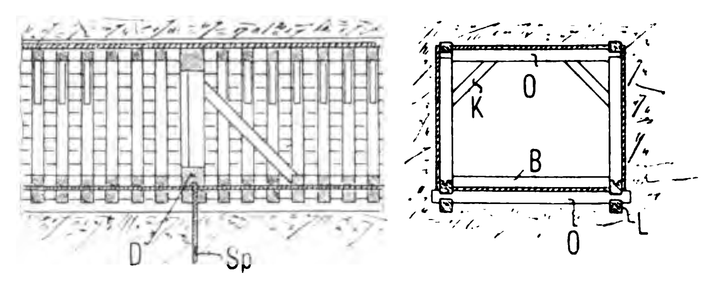


Abb. 401. Das Ständersiel.
Hagen, Wasserbaukunst, III. Teil, Tafel VII.

von Pfählen getragen, welche hier, ebenso wie die Spundwände, abgekürzt gezeichnet sind. Die bei Flut sich selbsttätig schließenden Tore werden in geöffneter Stellung durch Anschläge *H* so gehalten, daß einströmendes Wasser hinter dieselben fassen und sie zudrücken kann. *Sp* sind Spannbalken, welche die Flügel gegenseitig abstützen. Diese dienen ferner im Winter zur Aufnahme einer das Vorsiel gegen zu starke Eisbildung schützenden Bedeckung aus Holzstangen und Stroh. Hier ist nur ein Torpaar gezeichnet, ein zweites befindet sich vielfach noch unter der Deichkrone oder besser gegen diese etwas nach vorn verschoben. Landwärts ist meistens ein Schütz angebracht, um zu regenloser Zeit bei Wassermangel das Binnenwasser aufstauen und am Ablauf hindern zu können. Ein Weg führt ferner binnendeichs häufig am Deich entlang, welcher dort auch über das Siel hinwegführt.

Das Ständersiel (Abb. 401) ist in seiner Herstellung etwas billiger als das Balkensiel. Langschwellen *L* und Querschwellen *Q* tragen den Aufbau. Spannbalken halten die Bohlen in ihrer Lage fest. Kopfbänder *K* unterstützen die Oberriegel *O*. *D* ist der Drempel, unter welchem sich eine Spundwand befindet. Die Anordnung der Tore und des Schützes ist wie beim Balkensiel ausgebildet.

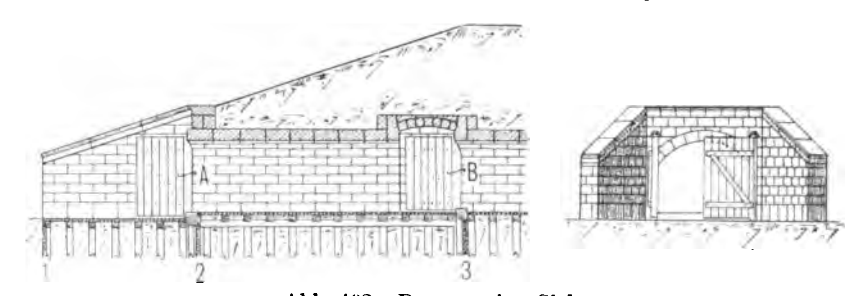


Abb. 402. Das massive Siel.
Hagen, Wasserbaukunst, III. Teil, Tafel VIII.

Das massive Siel Abb. 402 ist den Bauweisen in Holz vorzuziehen, da die an hölzernen Sielen sich wiederholenden Reparaturen sehr unbequem und kostspielig sind. Die Verwitterung des Holzes bedingt auch eine nachteilige Verminderung der für Deichsiele unbedingt zu erstrebenden Sicherheit.

Offene Siele oder Deichschleusen[1]

sind dort anzulegen, wo der Wasserlauf zu breit ist, als daß sich die Herstellung einer Abdeckung des Sieles verlohnte. Die Hochwassertore reichen dann bis über Hochwasser. Es sind zwei gleich hohe Hochwassertore herzustellen oder zur Unterstützung des Haupttores ein zweites etwas niedrigeres Tor. In den Raum dazwischen wird Wasser gelassen. Jedes Tor ist dann nur einem halben Überdruck ausgesetzt. Es tritt ein Ebbetor hinzu, welches meist als Spültor eingerichtet ist. Dasselbe erhält große Schützen oder Drehschützen. Diese werden bei gestautem Binnenwasser und niedrigem Außenwasser geöffnet, um das Außentief zu spülen. Die bauliche Anordnung entspricht im ganzen einer Dockschleuse.

Bei Berechnung der Wassermenge q, welche durch Siele abgeführt wird, ist zu beachten, daß am Siel ein Stau von $h = 10$ cm zulässig ist. Die Durchflußgeschwindigkeit v beträgt dann, wenn die Anfangsgeschwindigkeit mit u bezeichnet wird:

$$v = \mu \sqrt{u^2 + 2gh}$$

$$q = v \cdot f \text{ cbm/Sek.}$$

v, u und h in Metern; $g = 9{,}81$ und μ etwa $0{,}85$; f Sielquerschnitt in qm.

Auch ist zu beachten, daß im Flutgebiet das Siel nur eine gewisse Zeitspanne geöffnet ist und sich hernach wieder bis zur nächsten Flut schließt.

G. Hochwassererscheinungen und Küstenströmungen.

1. Flut und Ebbe[2])

(siehe auch hier S. 169—170).

Gezeiten (marées; tide).

Flut (flux; flood oder marée montante; flow).

1) Hagen, Wasserbaukunst, III. Teil. Tafel IX.

2) 1. Hugo Lenz, Flut und Ebbe des Meeres. 15 M. Verlag L. Friederichsen & Co., Hamburg. — 2. Handb. d. Ingw., III. 3. Abt.: Wb. am Meere (3. Aufl., S. 28), dgl. in Flußmündungen (S. 223 u. 335). — Cours de Travaux maritimes, I., S. 1—77.

Ebbe (reflux; ebb-tide oder marée descendante).
Hochwasser (marée haute), und zwar:
Hochwasser-Springflut (marée haute, vives eaux).
Hochwasser-Nippflut (marée haute, eaux mortes).
Niedrigwasser-Springflut (basse mer, vives eaux).
Niedrigwasser-Nippflut (basse mer, eaux mortes).

Einmal ist es der Wechsel von Flut und Ebbe und weiter die Wirkung des Windes, welche den Wasserstand an der Küste der Meere bestimmen.

Zweimal an einem Tage oder genauer in 24 Stunden und 52 Minuten zeigt die mit dem Ozean frei verbundene See Hochwasser und zweimal Niedrigwasser, durch die Anziehungskräfte von Sonne und Mond auf die Masse der Erde veranlaßt. Ein Gleichgewichtszustand (vgl. Abb. 403) zwischen Anziehung A und Zentrifugalkraft C ist nur für den Schwerpunkt der Erde möglich. Auf der dem Gestirn zugekehrten Seite der Erde ist die Anziehungskraft A' wegen der Gestirnnähe zu groß, auf der abgewendeten Seite infolge größeren Abstandes vom anziehenden Gestirn ist dieselbe (A'') zu klein. Einmal verschiebt sich die Flüssigkeit auf der Tagseite gegen das Gestirn hin, so eine Anschwellung erzeugend, das andere Mal, und zwar auf der Gegenseite, ist die Anziehung A'' zu klein, dort überwiegt die Fliehkraft C, so daß die Flüssigkeit aus der Form der Kugeloberfläche in Richtung von C herausgeschleudert wird.

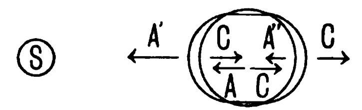


Abb. 403. Entstehung der Flut.

Die Fluterscheinung würde für ihre volle Entwicklung eine Meerestiefe von 10 km[1]) fordern, und das zwar im Umkreise der ganzen Erde. Da diese Tiefe sich nicht vorfindet, entsteht im Wasserozean nur eine unvollkommene Flut, und zwar nur dort, wo die tiefsten Meere und zusammenhängendsten Wassermassen sich finden. Von da nähert sich die Flut den Küsten und Meeren geringerer Tiefe; sie pflanzt sich mit der Geschwindigkeit (Scheitelgeschwindigkeit) fort:

$$v = u + \sqrt{g} \cdot t \quad ^{2})$$

1) 1. M. Möller, Witterungskalender, Teil II/III (Verlag Alb. Limbach, Braunschweig). Teil III B: Einfluß der Ebbe und Flut. S. 77. — 2. Darwin, „Ebbe und Flut". Deutsch von A. Pochels, Verlag von Teubner, Leipzig. Preis Mk. 6,80.

2) 1. M. Möller, „Ungleichförmige Wasserbewegung; Zeitschr. d. Arch. u. Ing.-V., Hannover 1894, S. 581—608. — 2. Ders., Ein Beitrag zur Berechnung der Wellen und der Flut- und Ebbebewegung des Wassers; Zeitschr. f. Arch. u. Ingw., Hannover 1896, S. 475—508.

darin u die Strömungsgeschwindigkeit in Richtung der fortschreitenden Bewegung der Welle (Flutströmung), mit positivem Vorzeichen genommen, bedeutet, g die Beschleunigung der Schwere 9,81 m und t die Wassertiefe. Bei Ebbeströmung ist u negativ zu setzen. Außen im Ozean schreitet die Flutwelle mit einigen 100 m Geschwindigkeit fort, in der Wesermündung aber nur noch mit 8 bis 10 m die Sekunde.

Das Hochwasser erreicht daher die verschiedenen Orte einer Küste zu verschiedener Zeit. Der Zeitpunkt des Eintretens des Hochwassers bei Voll- oder Neumond an einem bestimmten Ort wird als die Hafenzeit des Platzes bezeichnet. Aus der Hafenzeit und dem Wechsel der Gestirnstellungen, Sonne wie Mond, berechnen die Astronomen den Eintritt der höchsten und niedrigsten Wasserstände im voraus. Die Ergebnisse werden jährlich frühzeitig in Kalendern[1]) und in nautischen Büchern mitgeteilt.

Sehr verwickelte Beugungserscheinungen[2]) ergeben sich auch aus den örtlich verschieden großen Geschwindigkeiten der Flutwelle und ebenfalls manche auffallende Interferenzen. An einigen Punkten treffen sich Wellen so, daß die eine Hochwasser, die andere Niedrigwasser erzeugen will. Da heben sich die Wirkungen dann fast auf. Die Fluthöhe, der Höhenunterschied zwischen Hoch- und Niedrigwasser, fällt klein aus. Er beträgt an der belgischen Küste 4,5 m, bei Bremerhaven und Cuxhaven über 3 m und nimmt nach Norden zu ab. Eine sehr große Flutgröße von über 16 m findet sich im Bristolkanal, wo die Flutwelle aus tiefem Wasser, gleichsam in einen Trichter einlaufend, sich mächtig verstärkt.

Voll- und Neumond erzeugen bekanntlich die Springfluten (vives eaux, spring-tide) und der Halbmond die taube Flut oder Nippflut (eaux mortes, neap tide).

Die steigende Bewegung des Wassers nennt man die Flut, die fallende Bewegung die Ebbe, eine jede derselben dauert im Mittel 6 Stunden 13 Minuten.

---

1) Rheinhards Ingenieurkalender für Straßen- und Wasserbau, Hauptteil, S. 56—58; Gezeitentafel für die Nordseeküste, eine vollständige Zeittabelle über den Zeitpunkt aller höchsten und niedrigsten Wasserstände zu Cuxhaven des laufenden Kalenderjahres; ferner S. 59 die Zeitunterschiede für den früheren oder meist späteren Eintritt jener Wasserstände an anderen Orten als in Cuxhaven, und dies zwar für viele Orte der deutschen Nordseeküste.

2) 1. Handb. d. Ingw., III, 3. Abt.: Wasserb. am Meere und in Strommündungen (3. Aufl., Tafel II). — 2. M. Möller, „Über die fortschreitende Geschwindigkeit von Wellen", Festschr. d. Herzogl. Techn. Hochschule Braunschweig zur Versammlung d. Naturf. u. Ärzte 1897.

Das Umsetzen der Strömung von Flut- in Ebbeströmung nennt man das Kentern derselben. Das Strombett, welches die stärkste Flutströmung aufsucht, bezeichnet man als Flutbett und das flußauf sich verengende Flutbett eines Stromes den Fluttrichter. Als Flutkurven bezeichnet man die graphischen Wasserstands-Aufzeichnungen der bei Flut und Ebbe wechselnden Wasserstände. Unter Flutwellenlinien versteht man die wechselnden Linien der durch die Flut bewegten, wellenförmigen Wasseroberfläche, während die Hochwasserlinie die Verbindungslinie aller Wellenscheitel bildet. Diese tangieren die Hochwasserlinie. In meiner Abhandlung über die Flutwellen ist nachgewiesen, daß die Hochwasserlinie in trichterförmigen Flußmündungen sich vom Meere aus bis zu einem gewissen Punkt etwas anhebt, nämlich so lange Flutströmung im Wellenscheitel herrscht, d. h. Wasserbewegung flußauf bei Hochwasser. Wo die Strömung bei Hochwasser kentert und z. Z. verschwindet, stellt sich die Wasserspiegeloberfläche horizontal ein. Weiter flußaufwärts, wo Ebbeströmung bei Hochwasser herrscht, steigt die Hochwasserlinie wieder stromaufwärts etwas an und dies zumal bei starkem Oberwasser. Es bildet sich dann dort eine Staukurve aus, wie vor einem Wehr. Das Wehr ist hier ersetzt durch das Hochwasser der Flutwelle. Die Zeitperiode von einem Hochwasser bis zum andern nennt man eine Tide. Arbeiten am Wasser, welche in dieser Zeit, und zwar nur bei niedrigem Wasserstande ausgeführt werden, aber bei höheren Ständen abgebrochen werden müssen, nennt man Tidearbeiten.

Die gewaltigen Wassermengen, welche durch Flut und Ebbe bewegt werden, bedingen in flachen Meeren, also zumal an den Küsten und neben Inseln, bedeutende Strömungen, welche für die Schiffahrt und auch im Seebau große Bedeutung besitzen.

2. Die Sturmfluten.[1])

Auf flachen Wassern schiebt der Sturm das Wasser vor sich her, er erzeugt eine schräge Stellung der Wasseroberfläche und mithin Hochwasser an der Küste, auf welche er hinbläst. So hebt sich der Seespiegel an der deutschen Nordseeküste bei Nordweststurm bis 3,5 m über den gewöhnlichen Stand. Erzeugen dann die Gestirne zur gleichen Zeit Hochwasser, dann herrscht Sturmflut. In sehr tiefem Wasser fließt das bei Sturm oben vorwärts gedrängte Wasser

1) Über große Sturmfluten an der deutschen Nordseeküste, veranlaßt durch Sturm aus West bis Nordwest, berichtet Traeger, S. 10—15; siehe vorne S. 451, Nr. 4. Der Bericht beginnt mit dem Jahre 333 n. Chr. Größere Fluten ereigneten sich in neuerer Zeit 1825. 1877, 5.—6. Dez. 1895 und am 12. März 1906.

unten wieder zurück, so daß die Erhebung des Wasserspiegels an der Küste klein ausfällt im Vergleich zu der auf flachen Wassern.

An der Ostsee herrscht keine Flut und Ebbe von technisch beachtenswertem Betrage, aber es wechselt der Höhenstand der See durch die Wirkung des Windes dennoch beständig, und zwar etwa um $^1/_2$ bis 1 m über oder unter normal. Ferner hebt in den Buchten der deutschen Ostseeküste gelegentlich ein Sturm aus Ost oder Nord-



Abb. 404. Die Schiffbrücke in Flensburg bei Hochwasser. 12 Stunden nach Weststurm und Niedrigwasser.
Aufnahme von Th. Thomsen, Flensburg.

ost den Wasserstand mehr denn 3 m über normal empor. Hier entstehen die gefährlichsten, weil höchsten Sturmfluten, wenn auf einen Weststurm plötzlich Oststurm folgt. Es flutet dann das Wasser, welches bei Weststurm in der Richtung nach Rußland hinüber getrieben worden war, mit Gewalt zurück.[1])

Es pendelt schon in Fällen, wo auf Weststurm und Niedrigwasser plötzlich nur Windstille folgt, in einigen Stunden über die Mittellage hinaus; vgl. das Hochwasser Abb. 404. Der Wasserstand ist da aber noch etwa 2 m unter dem Wasserstand von 1872 geblieben.

1) Die höchste bekannte Flut ereignete sich an der deutschen Ostseeküste am 10. Nov. 1872. Eine zweite hohe Flut trat am 30.—31. Dez. 1904 auf.

H. Wasserstände.

Man unterscheidet im Ebbe- und Flutgebiet das ordinäre Hochwasser (als Mittelwert aus den vielen beobachteten, täglich sich zweimal einstellenden Höchstständen); desgleichen das ordinäre Niedrigwasser, ähnlich gebildet, das Mittelwasser (das Mittel aus allen Wasserständen), das höchste Hochwasser (Sturmflut) und das niedrigste Niedrigwasser (bei ausgehendem Sturmwinde).

Man unterscheidet ferner die Hoch- und Niedrigwasserstände bei Spring- und bei Nippflut.

Der mittlere oder normale Wasserstand des Meeres wird mit Normalnull bezeichnet. Auf diesen Horizont bezieht man die Geländehöhe des Landes. Unter Meereshöhe eines Ortes versteht man seine Höhenlage über Meeresspiegel, d. h. über Normalnull.

J. Die Einwirkung des Meeres auf die Strommündungen und deren Korrektion.[1])

1. Allgemeines.

Die Vorgänge, welche zur Ablagerung mitgeführter Geschiebe und feinerer Sinkstoffe dort führen, wo das Flußgefälle stark abnimmt, sind im Abschnitt über Flußbau hier eingehend behandelt. Besondere bauliche Eingriffe sind nötig, um das Wasser zusammenzuhalten, seinen Lauf zu verkürzen, um dadurch die Stoßkraft desselben auf der unteren Strecke seines Laufes künstlich zu steigern, siehe S. 93, Mündungsstrecke der Wildbäche.

In noch stärkerer Weise erfolgt die Ablagerung bei Eintritt eines Flusses in einen Binnensee oder in das Meer, soweit dieses nicht durch Flut und Ebbe einen hinreichenden Wechsel seines Wasserstandes und dadurch Spülkraft besitzt.

Abb. 405 zeigt Leitdämme, deren Bau bei Neufähr[2]) an der alten Durchbruchstelle der Weichselmündung erforderlich geworden war, um eine Versandung des Mündungsschlauches zu bekämpfen; vgl. auch Abb. 295, Band I, S. 306 und 308. Meistens gelingt es

1) 1. Handb. d. Ingw., III, Abt. 3, „Wasserbau am Meere und in Strommündungen" (3. Aufl., S. 193). — 2. VII. Intern. Schiffahrts-Kongreß in Brüssel, 1898, 3. Abt.: Flüsse im Ebbe- und Flutgebiet (rivières à marée).

2) 1. Lierau. „Dünendurchbruch der Weichsel 1840", Zeitschr. f. Bauw. 1892, Bl. I u. II. — 2. Cours de Travaux maritimes, II, S. 192.

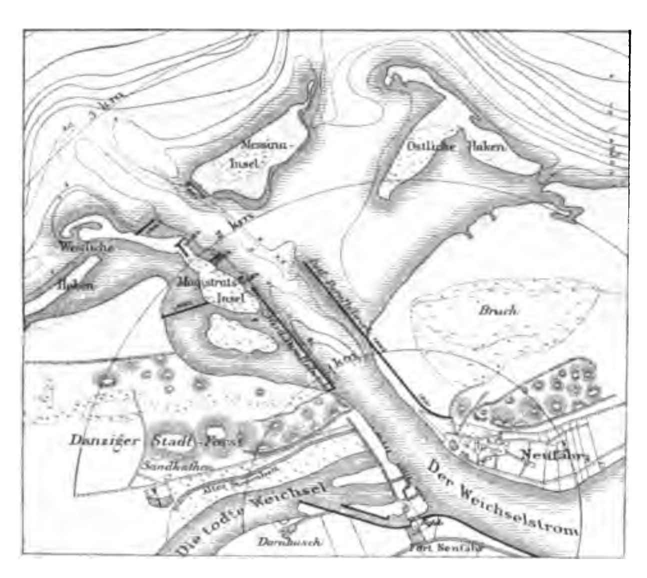


Abb. 405. Die Weichselmündung bei Neufähr im Jahre 1885.

nur, die Mündungsarme insoweit offen zu halten, als den Anforderungen einer geregelten Abführung des Hochwassers und des Eises entsprochen ist. Als Schiffahrtsstraße bleibt die Mündung in solchen Fällen bisweilen ganz ungeeignet. Die Verbindung des schiffbaren Laufes mit der See erfolgt dann durch einen Schleusenkanal; Beispiel: Die Verbindung der Weichsel von der Schleuse bei Einlage unter Benutzung des alten Flußarmes bis Danzig.

2. Der Salzgehalt

des Meerwassers begünstigt durch die gegenüber Süßwasser vermehrte Schwere fernerhin die Verlandung der Flußmündungen. Es bildet sich ein Wirbel mit horizontaler Achse, welcher an der Sohle flußeinwärts gekehrt ist und den Austritt von Sinkstoffen behindert. Diese lagern sich dann ab, eine die Schiffahrt hemmende Bank, die Barre erzeugend. Delta-Bildungen werden dort vielfach hervorgerufen z. B. am Mississippi.[1])

3. Flußmündungen mit starker Flut- und Ebbebewegung.[2])

Die spülende Wirkung der Flut- und Ebbeströmungen wirkt bei hinreichender Flutgröße dahin, die Flußmündungen so zu ver-

1) Handb. d. Ingw., III. 3. Abt., „Wasserb. am Meere“ (3. Aufl., S. 212).
2) 1. Handb. d. Ingw., III. 3. Abt. (3. Aufl.), S. 223 und Hilfsmittel der Korrektion. S. 253. Unterweser-Korrektion, S. 264 u. 313. — 2. Cours de Travaux maritimes, II. S. 193. Allgemeines; S. 241 Die Unterweser und S. 245—252 Ausführung der Leitdämme. — 3. Siehe auch hier S. 471 unten, unter 1) 2.

tiefen, daß sie Meeresbuchten gleichen und den Seeschiffen weit stromaufwärts eine für sie erforderliche Wassertiefe bieten. Wie durch künstlichen Eingriff diese Wirkung der Flut- und Ebbeströmungen begünstigt werden kann, ist vorn im letzten Abschnitt des Flußbaues, S. 166, erörtert.

III. Schiffahrtszeichen.
Betonnung und Beleuchtung der Küste.

Literatur:

1. Handb. d. Ingw., III. 3. Abt. (2. Aufl.), S. 104 u. 537, und später III, 4 (in Vorbereitung).
2. Cours de Travaux maritimes, II, XXV, Eclairage et balisage des côtes, S. 282—340.
3. Roloff, Seezeichenwesen in Amerika, Mitteilungen über nordamerikan. Wasserbauwesen, Zeitschr. f. Bauw., Ergänzungsheft, Jahrg. 1895.
4. L. Hagen und C. Peiffhoven, „Über Schiffahrtszeichen", Zeitschr. f. Bauw., Jahrg. 1887, oder Sonderabdruck im Verlag von Wilh. Ernst, Berlin, Wilhelmstr. 90. 31 S., 35 Abb., 2 Tafeln.

In der oben bezeichneten Schrift bespricht Hagen zunächst im allgemeinen die Mittel, welche dem Seefahrer zur Verfügung stehen, um einmal auf hoher See und weiter zumal an den Küsten den jeweiligen Ort seines Schiffes und seine Lage zum Fahrwasser zu bestimmen.

Die Seekarten sind in Mercator-Projektion gezeichnet (die Breitenkreise als gerade Linien, die Meridiane einander parallel), so daß jede Himmelsrichtung auf der Karte als gerade Linie erscheint. Die Bahn des Schiffes, dessen Geschwindigkeit mittels Log (vgl. hier Abb. 406 u. 407, sowie Hag., Sch.-Z., S. 1), dessen Laufzeit mit der Uhr und dessen Fahrrichtung mit dem Kompaß bestimmt ist, wird fortlaufend in diese Karte eingezeichnet. Das Ergebnis dieser Auftragungen ist bei günstigen Witterungsverhältnissen durch Gestirnmessungen zu kontrollieren.

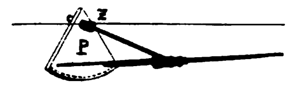


Abb. 406. Das Log.

A. Das Log.

An dem einfachen Log (einem Brettstück) ist ein Strick mit einem Pflock z lose befestigt. Nach der Messung, während welcher das Log im Wasser fast in Ruhe verharrt, während die Meßleine am Schiff abrollt, genügt ein Ruck, um den Pflock zu lösen. Dann legt

sich das Logbrett horizontal und der Widerstand im Wasser beim Einziehen desselben wird klein.

Das Patentlog (Abb. 407) besteht aus einer Schraube *S*, welche vom Schiff im Wasser nachgeschleppt wird. Ein Zählwerk läßt an der Tourenzahl die Geschwindigkeit erkennen.

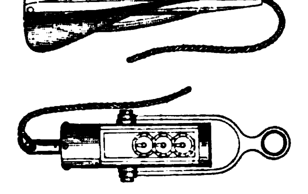


Abb. 407. Patentlog.

Ein Knoten Fahrgeschwindigkeit bedeutet eine Seemeile, d. h. 1852 m, die Stunde. Die Messung findet nur 14 Sekunden hindurch statt. Die Meßleine oder Logleine besitzt daher Teilzeichen (Knoten in $\frac{14}{3600} \cdot 1852 = 7{,}2$ m Entfernung voneinander). Zehn Knoten an der Meßleine in 14 Sekunden gemessen, entsprechen daher $14 \cdot 7{,}2 = 100{,}8$ m Länge der Meßleine und einer Fahrgeschwindigkeit von 14 Seemeilen (d. h. 14 Knoten zu 1852 m) in einer Stunde, vgl. Handb. d. Ingw. (2. Aufl.), III, 3. Abt., S. 102.

B. Tages- und Nachtmarken.

1. Bezeichnung der Schiffe.

Um Unfälle auf See bei Begegnung von Schiffen nach Möglichkeit zu verhindern, sind zwischen den seefahrenden Staaten Bestimmungen vereinbart; vgl. für das Deutsche Reich die Kaiserliche Verordnung vom 7. Jan. 1880 zur Verhütung des Zusammenstoßes der Schiffe auf See. Ein fahrender Dampfer trägt z. B. 6 bis 9 m über Wasser am Vordermast das sogen. Toplicht (weiß) und ein grünes Licht auf seiner rechten (Steuerbord-), ein rotes auf seiner linken (Backbord-) Seite, diese etwa 3 m über Wasser. Die Bestimmungen erstrecken sich auf alle wichtigen Fälle, wie Bezeichnung der Lotsenfahrzeuge, im Fahrwasser festliegender Schiffe (drei rote Lichter übereinander), vor Anker liegender Schiffe (ein weißes Licht in 6 m Höhe). Bei Nebel treten Schallsignale (Dampfpfeifen, Nebelhörner, Sirenen, Schüsse usw.) hinzu.

2. Bezeichnung der Küste.

Bei Annäherung an die Küste erkennt der Seefahrer die Lage des Schiffes zu dieser und zum Fahrwasser an Tages- wie an Nachtmarken, welche in seiner Seekarte verzeichnet sind. Er kann die Lage des Schiffes unter Benutzung der vom Schiff aus

gemessenen Winkel α und β (vgl. hier Abb. 408) berechnen. Die Schiffersprache sagt: „Die Richtung peilen (messen)". Als Land-

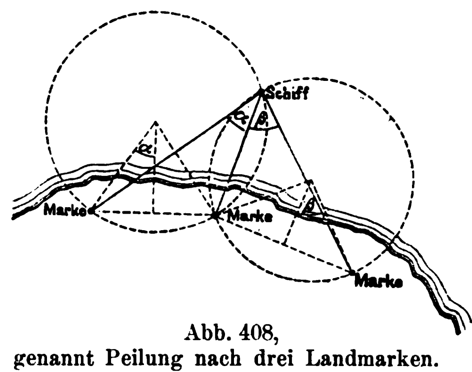


Abb. 408,
genannt Peilung nach drei Landmarken.
Hag. Schiff.-Z. S. 3.

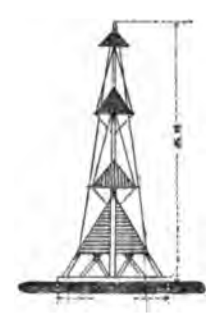


Abb. 409.
Swinemünder Landbake; rot, weiß.

marken dienen Kirchtürme, hervortretende Geländepunkte, gerüstartige Bauten (Baken, balises); vgl. Abb. 409. Zur Nachtzeit dienen Leuchtfeuer als Marken; vgl. nachfolgend Abschnitt E.

C. Betonnung einer Hafeneinfahrt[1]) durch Bojen oder Tonnen (bouées, buoy).

Ansegelungstonnen (bouée d'amarrage, leading buoy); vgl. Abb. 415 u. 410—414.

Bei Annäherung an ein zu einem Hafenort führendes Fahrwasser, z. B. vor einer Bucht, einer Föhrde, einer Strommündung, erkennt der Seefahrer leicht die vor Anker liegende, auffallend bezeichnete Ansegelungstonne, welche ihm den Zugang zu dem hernach schmaler werdenden Fahrwasser anzeigt.

In Gewässern von erheblicher Strömung verwendet man Bojen, deren Befestigungsketten nicht am unteren Ende, sondern im Schwerpunkt des Druckes fließender Bewegung des Wassers angreifen. Die Boje bleibt dann auch im Strom aufrecht stehen (vgl. Abb. 411).

Die Ansegelungsbojen sind bei Nacht durch ihr Licht bemerkbar. Das verwendete Gas ist im Körper der Boje enthalten. Brenndauer bei einer Gasfüllung etwa drei Monate. Über die Lampe vgl. hier Abb. 430.

---

1) Ballisage, Cours de Travaux maritimes, II, S. 330.



Abb. 410. Leuchtboje mit 11 cbm Gasinhalt nach Tafel XV.
Katalog der Firma Jul. Pintsch.

Die Füllung erfolgt mit einem auf 4 bis 10 Atm. komprimierten Fettgase, hergestellt aus mineralischem, vegetabilischem oder tierischem Öl oder Fett.[1])

1) Weiteres über feste und schwimmende Seezeichen siehe Katalog der Firma Julius Pintsch, Berlin O., Andreasstraße 72/73.

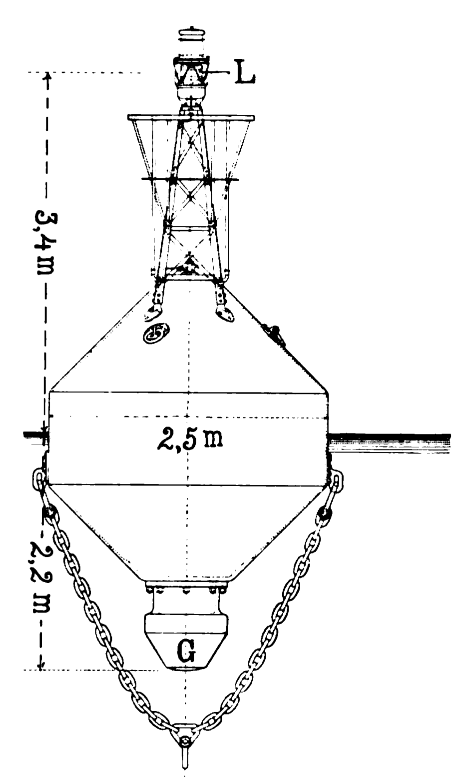


Abb. 411. Boje in strömendem Wasser nach Tafel VII.
Katalog von Jul. Pintsch.



Abb. 412. Boje mit Glocke und Schutzkorb nach Tafel VIII.
Katalog von Jul. Pintsch.

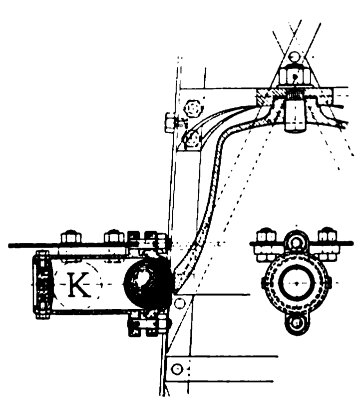


Abb. 413. Anschlagkugel der Glockenboje Abb. 412.
Katalog von Jul. Pintsch, S. 24, 26 u. 29.

Um auch bei Nebel bemerkt zu werden, senden die neueren Ansegelungstonnen den Ton einer Glocke oder Pfeife aus; vgl. die Bojen mit Glocke (Abb. 412 u. 413). Um zu erreichen, daß die Glocke auch bei leise schwankender Bewegung, also auch bei geringem Wellengang ertönt, wird als Anschlagkörper eine Kugel *K*, in einer Rollbahn laufend, benutzt (Abb. 413). — Andere Bojen erzeugen einen pfeifenden Ton. In dem langen Ansatzrohr *R* (vgl. hier Abb. 414) verharrt der Wasserinhalt ziemlich in Ruhe, während Boje und Rohr mit der Wellenoberfläche sich heben und senken. Abwechselnd ver-

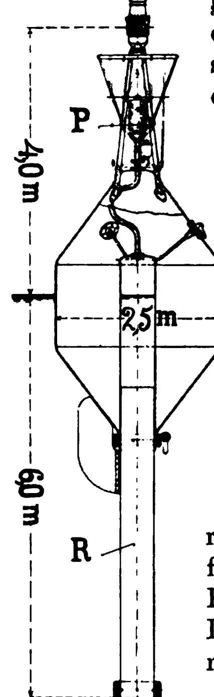


Abb. 414.
Leucht- und Pfeifboje nach Tafel XVIII.
Katalog von Jul. Pintsch.

größert und verkleinert sich dabei der Luftraum über dem Wasserspiegel im Rohr R. Die Luft tritt dabei abwechselnd durch ein Saugeventil ein und durch die Pfeife P aus.

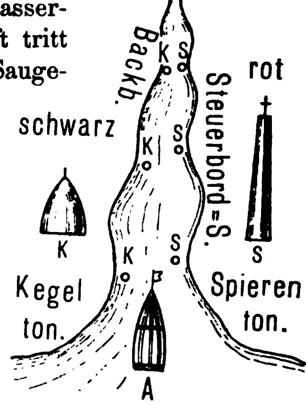


Abb. 415.
Betonnung des Fahrwassers.

Während die Ansegelungstonne A (Abb. 415) mitten im Fahrwasser sich befindet, liegen noch andere Tonnen weiter landeinwärts jeweils an der Grenze des Fahrwassers. Zwischen der Bojenreihe K (Kegeltonnen) und der Bojenreihe S (Spierentonnen) befindet sich das Fahrwasser für Seeschiffe. Landwärts davon können nur noch kleine Küstenfahrer verkehren, da dort die Tiefe gering ist. Die von See kommenden Schiffe haben die roten Tonnen rechts von sich zu lassen (Steuerbordseite, Spierentonnen) und die schwarzen Tonnen links (Backbordseite, Kegeltonnen). Beide Tonnenreihen tragen an ihrer Spitze vielfach fortlaufende Nummern oder Buchstaben. Diese Tonnen tragen selten Licht. Dann wird zur Nachtzeit eine weitere Bezeichnung erforderlich. Man stellt jeweils am Lande in der Fluchtlinie einer Fahrwassermittellinie hintereinander zwei kleine Leuchtfeuer auf; vgl. hier E, S. 480. — Tonnen zur Bezeichnung der Lage eines Wracks sind grün, einer Quarantänestation gelb, eines Schießplatzes gelb mit Fähnchen usw. Bei geringer Tiefe und Breite des Fahrwassers werden Stangen mit Zweigen oder Strohbündeln am oberen Ende (Pricken) oder einfache Stangen (Stangenzeichen) verwendet.

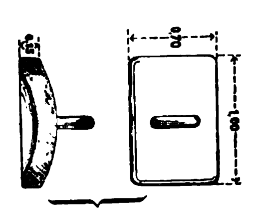


Abb. 416. Gußeiserner Plattenanker (Sinker).
Hag. Schiff.-Z. S. 3.

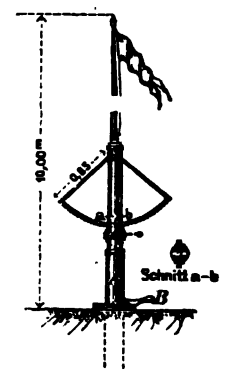


Abb. 417.
Winkbake in Stolpmünde.
Hag. Schiff.-Z. S. 5.

Die Befestigung der schwimmenden Bojen mittels Ketten am Untergrunde erfolgt unter Benutzung großer Betonkörper oder schwerer Gußeisenplatten, von welchen sich diejenigen mit Hohlform besonders bewährt haben sollen; vgl. hier Abb. 416.

Bisweilen gehen den fahrenden Schiffen vom Lande aus durch Signale Mitteilungen zu, z. B. durch das Schwenken einer Fahne (vgl. hier Abb. 417), oder mittels Kugel- oder Kegelzeichen, welche an einem Mast aufgezogen werden (vgl. Sturmsignale, hier Abb. 418), oder durch drahtlose Telegraphie.

Die hier gegebenen Mitteilungen sind vorwiegend dem Zentralbl. der Bauverw., Jahrgang 1887, S. 341—343 entnommen; vgl. dort den Bericht über die „Einheitliche Bezeichnung der Fahrwasser und Untiefen in den deutschen Küstengewässern", Bekanntmachung vom 31. Juli 1887 in Nr. 32 des Reichs-Gesetzblattes (S. 387), A Benennung, B Unterscheidungsmerkmale der Seezeichen, C Bezeichnung des Fahrwassers, D desgl. der Untiefen usw. mit Abbildungen.

D. Sturm- und Zeitsignale

werden im Hafen oder fern an der Küste den in See fahrenden Schiffen gegeben.

1. Schwarze, kegelförmige Körbe,

an Masten emporgezogen, zeigen an, ob und aus welcher Richtung Sturm zu erwarten ist; vgl. Abb. 418. Ein Kegel, Spitze nach oben, bedeutet Nord in Verbindung mit West, also Nordwest. Zwei Kegel, Spitzen nach oben, bedeuten Nord in Verbindung mit Ost, also Nordost. Ebenso ein Kegel, Spitze nach unten, Südwest und zwei Kegel, Spitzen nach unten, Südost.

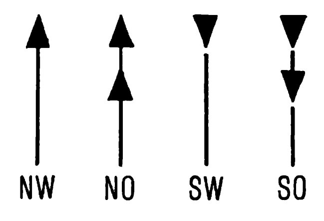


Abb. 418. Sturmsignale.

Eine einfache Kugel (nachts ein rotes Licht) bedeutet atmosphärische Störung, also Sturm wahrscheinlich, ohne Angabe der Richtung. Eine rote Flagge, rechtsdrehender Wind. Zwei rote Flaggen, linksdrehender Wind (entgegen dem Gange der Sonne).

2. Windsemaphore,

vom vorüberfahrenden Schiff aus sichtbar an Flußmündungen und Hafeneinfahrten errichtet, geben Windrichtung und Windstärke wichtiger

benachbarter Küstenpunkte oder Inseln an. Die Richtung wird an einem Zeigerapparat abgelesen, die Windstärke an Flügeln. Ein Flügel, gestreckt gehalten, bedeutet Windstärke 2, sechs Flügel, wagerecht ausgestreckt, bedeuten Windstärke 12 (Orkan). Abb. 419 zeigt den Windsemaphor von Cuxhaven; derselbe besagt links: Aus Borkum meldet der Telegraph stürmischen Westnordwest, Stärke 8, und rechts meldet derselbe: Helgoland hat schweren Weststurm, Stärke 10 (vgl. die Anweisungen der deutschen Seewarte für Sturmwarnungen und Windsemaphoren). Der Meldedienst bildet eine Funktion der deutschen Seewarte in Hamburg; vgl. auch den Witterungsnachrichtendienst, hier S. 11.

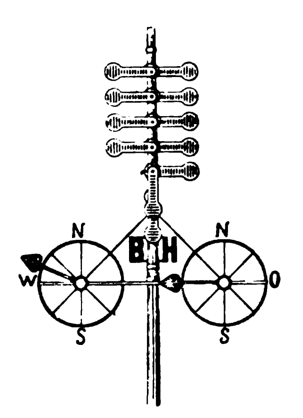


Abb. 419. Windsemaphor.

3. Der Zeitball

ist ein kugelförmiger Korb, an einem Mastbaum aufgezogen und für die Schiffe im Hafen frei sichtbar. Genau um 12 Uhr am Mittag fällt der Zeitball eine Strecke weit abwärts. Nach dieser Zeitangabe werden die Schiffsuhren, welche der Ortsbestimmung in See dienen, gestellt.

E. Bezeichnung der Küste.

(Beleuchtung der Küste und Nebelsignale.)

Vgl. Bekanntmachung der Regierungen deutscher Bundes-Seestaaten und des Reichs-Marineamtes vom 1. März 1904.[1])

1. Leuchtturm[2]) (phare, light-house).

Bei Annäherung an die Küste laufen die Seeschiffe Gefahr auf eine Untiefe zu treffen und zu stranden. Die Küste muß daher auch bei Nacht, und zwar schon aus großer Entfernung vom Schiff aus durch Leuchtfeuer zu erkennen sein. Dieses ist auf erhöhten Uferpunkten, Türmen oder auf einem Schiff (Feuerschiff, vgl. Abb. 428) angebracht. Der Durchmesser des Lichtkreises beträgt bei größeren Leuchttürmen etwa 12 deutsche Meilen. Das Feuer ist also bei hinreichend heller Luft in 6 deutschen Meilen (45 km) Entfernung

1) Grundsätze für die Leuchtfeuer und Nebelsignale der deutschen Küsten. Verlag von E. S. Mittler & Sohn, Berlin SW. 12, Kochstr. 68—71.

2) 1. Handb. d. Ingw., III., 3. Abt. (2. Aufl.) S. 537, später III, 4 (in Vorbereitung) — 2. Travaux maritimes II, Kap. XXV, Eclairage des côtes S. 282—325. — 3. Roloff, vgl. Bem. oben S. 473.

als leuchtender Punkt am Horizont noch zu erkennen. (Über den Einfluß der Oberflächenkrümmung der Erde auf diese Entfernung vgl. hier S. 473. Hag. Schiff-Z. S. 25.) Die Sichtweite beträgt

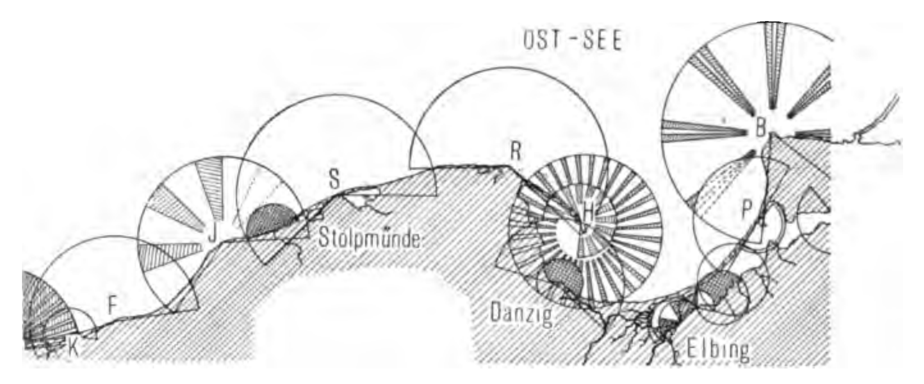


Abb. 420. Beleuchtung der preußischen Ostseeküste.[1])

$S = 2{,}1\sqrt{h} + 4{,}2$ Seemeilen. Hierin ist h die Höhe des Lichtes über dem Meeresspiegel in Meter. Die Zahl 4,2 wird durch die Höhe des Augenpunktes, diese zu 4 m angenommen, bedingt. 1 Seemeile $=$ 1852 m.

Beispiel: $h = 64$ m; $S = (2{,}1\sqrt{64} + 4{,}2)\ 1{,}852\ \text{km} = 38{,}9\ \text{km}$.

Um aus der Art des Feuers den Küstenort erkennen zu können, senden einige Leuchttürme ein ruhiges Licht aus (festes Feuer), andere Feuer sind zeitweise abgeblendet (Blink- oder Blitzfeuer). Das Licht verschwindet und blitzt dann plötzlich wieder auf, verschwindet wieder und hält sich darauf eine längere Weile sichtbar (vgl. das Feuer *B* Abb. 420). Das Feuer bei *H* (Hela) zeigt einen schnellen Wechsel. *R* (Rixhoeft), *S* und *F* senden ruhiges Licht (Festfeuer) aus. Die Zugänge zu den Häfen von Pillau (*P*) und Elbing sind ferner durch mehrere kleine

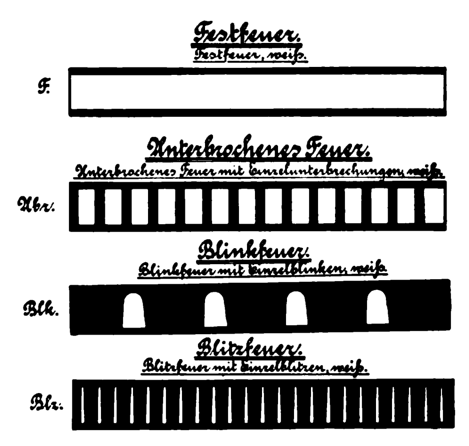


Abb. 421. Teilskizze der Tafel zu §§ 4 u. 6 der Grundsätze für Leuchtfeuer.

1) Übersichtskarte der Leuchtfeuer d. deutschen Küste; herausgegeben vom Reichskanzler-Amte. Verlag von G. Reimer, Berlin.



Abb. 422. Königsbake am Elbufer.
Nach Tafel XXVI des Kataloges von Jul. Pintsch.

Feuer gekennzeichnet. — Die hier S. 480 bezeichneten neuen „Grundsätze“ unterscheiden Leitfeuer, von welchen jedes für sich einen vorspringenden Punkt der Küste angibt, ferner Richtfeuer, welche, hintereinander liegend, eine Richtung angeben und die vom Schiff zur Deckung gebracht werden müssen (Deckpeilungen), Quermarken-

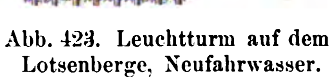
feuer für Grenzen und Richtungen quer zur Hauptrichtung, zeitweilige Feuer und Wrackfeuer. Es wird bezeichnet (vgl. Abb. 421):

Festfeuer mit . . . *F.*	Blinkfeuer mit . . *Blk.*
Unterbr. Feuer mit *Ubr.*	Blitzfeuer „ . . *Blz.*
Wechselfeuer „ *Wchs.*	Gruppenfeuer mit *Grp.*

Eine Tafel veranschaulicht diese Lichtarten (vgl. Abb. 421). Weiteres über Verwendung dieser Feuer, ihre Bekanntmachung für Seefahrer, Sichtweite, Lichtstärke usw. siehe in den benannten Bestimmungen. Neu anzulegende Leitfeuer erhalten eine Feuerhöhe von mindestens 60 m.

Bei Leit- und Lichtfeuern auf Fahrwassern und vor Hafeneinfahrten (vgl. Abb. 422) ist die Augenhöhe des Beobachters bei neuen Feuern nicht größer als 3 m vorauszusetzen. Wegen des Einflusses von Sturmfluten ist die Lichtquelle 3 m höher als berechnet anzubringen.

Im Unterlauf der Ströme oder in langgestreckten Meeresbuchten wird die Fahrrichtung durch Richtfeuer gekennzeichnet, von denen je zwei in gerader Linie hinter- und übereinander liegen. Der Ort, wo das Schiff die eine Richtung verlassen muß,



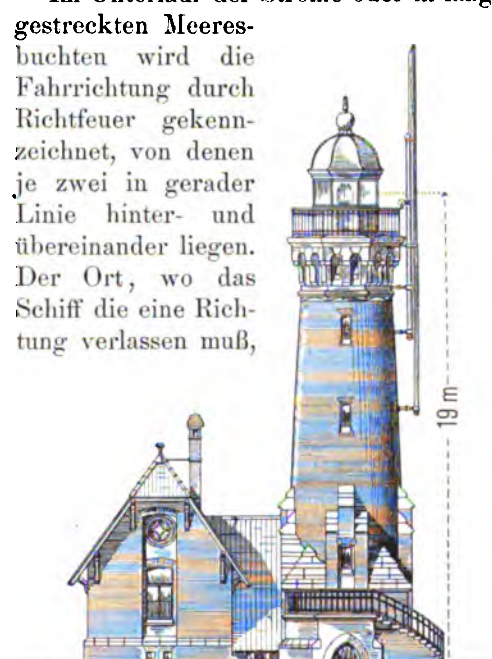


Abb. 423. Leuchtturm auf dem Lotsenberge, Neufahrwasser.

Abb. 424. Leuchtfeuer Kahlberg auf der Frischen Nehrung.

Nach Inventarienzeichnungen der Hafenbauinspektion Neufahrwasser.

um in eine andere überzugehen, ist durch ein seitwärts belegenes Feuer angedeutet, welches bis dahin als ruhiges Feuer vom Schiff aus gesehen wurde, nun aber am Knickpunkt der Fahrlinien dem Schiff als Blinkfeuer oder sonstwie verändert erscheint.

Man errichtet die Leuchtfeuer tunlichst auf hohen Geländepunkten, damit die dann noch erforderliche Turmhöhe möglichst klein ausfällt.

Abb. 423 und 424 geben zwei kleine Leuchttürme bei Neufahrwasser. In Abb. 423 ist *S* ein Signalball, *R* Raum für das Leuchtfeuer, *W* Raum für den Wärter.



Abb. 425. Rotersand-Leuchtturm.

Schwieriger gestalten sich die Verhältnisse, wenn der Bau des Leuchtturmes mitten im Meere erfolgen muß. Abb. 426 zeigt den Vorgang der Brunnengründung des Leuchtturmes auf Rotersand[1]) vor der Unterweser-Mündung. Der Brunnen, mit eisernem Mantel versehen und zur Belastung teilweise mit Beton gefüllt, wurde schwimmend nach der Baustelle befördert und dort mittels Luftdruck-Gründung abgesenkt. — Der Leuchtturm ist konstruiert und erbaut unter der Oberleitung der staatlichen Baubehörde Bremens von der A.-G. „Harkort“ in Duisburg am Rhein.

1) Vgl. Bremen und seine Bauten S. 769. — Verlag von Carl Schünemann, Bremen.

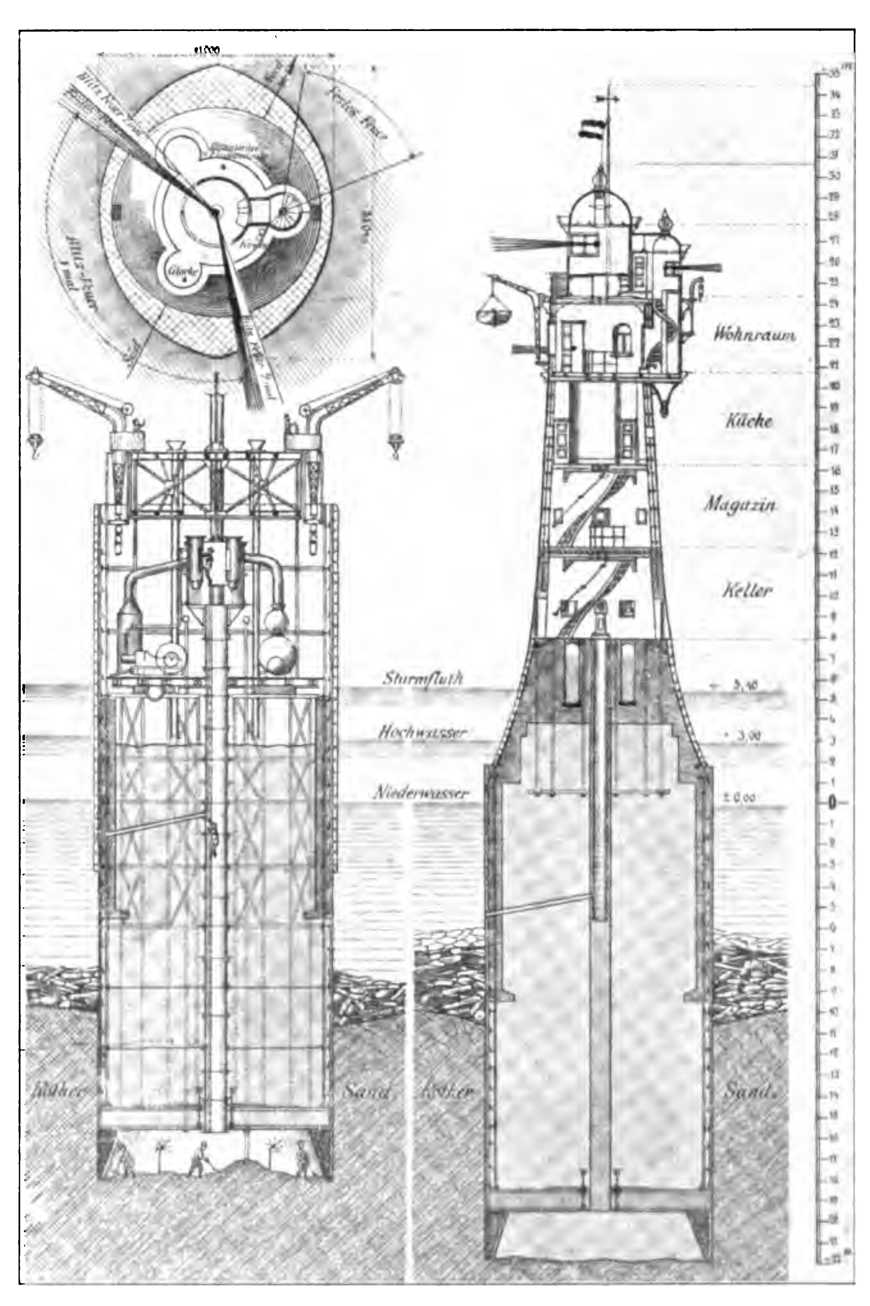


Abb. 426. Leuchtturm auf Rotersand vor der Unterweser.

Die beiden Abbildungen sind nach einem Gedenkblatt der Firma hergestellt. Die Bauvollendung erfolgte im Herbst 1885. Die Gesamtkosten betrugen 868000 Mark. Bei einem voraufgegangenen Versuch der Ausführung durch eine andere Firma hatte sich ein Unfall ereignet. Der unvollendete Bau fiel dem Wintersturm zum Opfer, nachdem die Wache den Turm vorher verlassen hatte.



Abb. 427. Bell-Rock-Leuchtturm.
Nach Abb. 2, Cyklopaedia of useful arts von Charles Tomlonson. G. Virtue, London.

Der Rotersand-Leuchtturm ist keine Lotsstation, weil bei schlechtem Wetter ein Verkehr mit diesem wie mit den meisten anderen Leuchttürmen überhaupt nicht möglich ist.

Die drei bekanntesten englischen Leuchttürme auf dem Eddystone, dem Bell-Rock (vgl. Abb. 427) und dem Skerryvore (nach der Stützlinie geformt), verbreitern sich nach unten zu sehr; sie bieten dem Angriff der Wellen eine zu große Fläche; vgl. Handb. d. Ingw., III, 3 (2. Aufl.), S. 545.

Auf dem Eddystone stand früher ein Leuchtturm von 22 m Höhe des Feuers über dem Hochwasser. Der Fels, auf welchem er stand, wurde unterwaschen, auch trübte der bis zur Laterne aufspritzende Gischt der Wogen bisweilen das Feuer. Mit einem Aufwande von 1200000 Mark ist dann ein neuer Turm von 40,5 m Lichthöhe über Hochwasser erbaut und 1882 vollendet. Je ein Kubikmeter Mauerwerk dieses Turmes kostete 655 Mark (vgl. Beschreibung 27—31 und Zeichnung Bl. 2 der S. 473 erwähnten Schrift von Hag. Schiff.-Z.).

2. Feuerschiffe

bilden ein vermittelndes Glied zwischen den in See erbauten, sehr kostspieligen Leuchttürmen und den niedrigeren Seezeichen, den Tonnen, und den weiter zurück am Ufer liegenden Landmarken. Das Feuerschiff (vgl. Abb. 428) bietet aber keinen vollen Ersatz für



Abb. 428. Feuerschiff.
Nach einer Abbildung der Firma Jul. Pintsch.

einen Leuchtturm, da sein Feuer niedriger ist und das Schiff bei sehr schwerem Eisgang den Platz verlassen muß; vgl. hier IV: Der Lotsdienst.

F. Lichtquellen.

1. Der verwendete Linsenapparat

wirft das Licht horizontal weg, er bricht die nach oben und nach unten gehenden Strahlen und konzentriert sie auf den Horizont, wo das Licht gesehen werden soll. Man unterscheidet dioptrische Glaslinsen (vgl. B, Abb. 429), erfunden von A. Fresnel, und katadioptrische (in der Abbildung mit *A* und *C* bezeichnet) von L. Fresnel

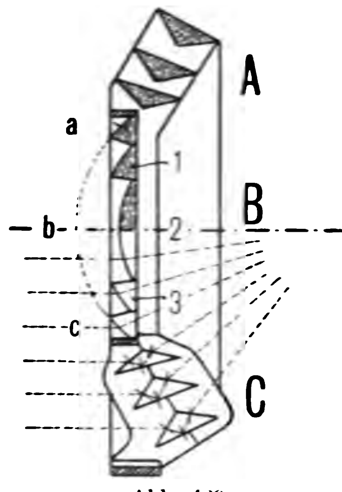


Abb. 429.
Linsenapparat nach Fresnel.

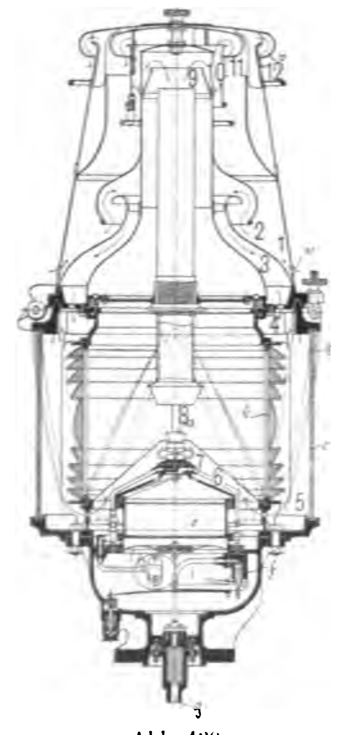


Abb. 430.
Nach Tafel V des Kataloges J. Pintsch.

erdacht. Die mittlere Linsengruppe *B* wirkt wie eine Linse von der äußeren, hier punktiert gezeichneten Begrenzung *a b c*. Es ist nur überflüssiges Glasmaterial fortgelassen, wodurch die gegliederte Form entsteht. Die Stellung der brechenden Oberfläche, auf die es nur ankommt, bleibt in der ausgeführten Gestalt dieselbe, wie wenn ein Glaskörper *a b c* vorläge. Die katadioptrischen Linsen benutzen die Brechung und vermöge totaler Reflexion auch die Spiegelung. In Abb. 429 geben die gestrichelten Linien den Weg der Lichtstrahlen an. Um Blink- und Blitzfeuer zu erzeugen, verwendet man außerdem einen zweiten Glasmantel, welcher sich um die festen Linsen drehen kann und das Licht nach Himmelsrichtungen konzentriert; vgl. Hag. Schiff.-Z. S. 20.

Außer der Firma Jul. Pintsch sind für die Lieferung und Anfertigung der Beleuchtungskörper an deutschen Firmen zu nennen: Wilhelm Weule (Fabrik optischer Apparate insbesondere von Fresnellinsen), Goslar a. Harz, und weiter die altstädtische optische Industrie-Anstalt Nitsche & Günther, vorm. Gebr. Picht in Rathenow.

2. Die Lichtquelle

besteht bei Bojen und Feuerschiffen (vgl. Abb. 428) meistens in einer Fettgasflamme. Das hochgespannte Gas wird durch einen Regulator *i* (vgl. Abb. 430) auf 60—70 mm Wasserdrucksäule Überdruck reduziert; es tritt von *g* durch das Regulierventil *f* unter eine zarte Ledermembran *h*. In der Rohrleitung unter dem Ventil *f* herrscht der hohe Überdruck, über dem Ventil *f* und über der Membran der niedrige Brenndruck, unter der Membran

der Druck einer Atmosphäre, d. h. der freien Luft. Wird der Brenndruck ein wenig zu hoch, dann senkt sich die Membran und schließt mittels Gestänge und Hebel teilweise oder ganz das Ventil *f*. Damit die Flamme im Winde nicht flackert, ist die Luftzuführung auf den verschlungenen, durch die Zahlen 1 bis 8 angedeuteten Bahnen bewirkt. Die Abführung der Brenngase erfolgt auf dem Wege 9 bis 12 (vgl. den Katal. Jul. Pintsch, S. 12 und über die Brenner S. 14).

3. Das Feuer großer Leuchttürme.

Für das Feuer großer Leuchttürme verwendete man vielfach Petroleum und neuerdings auch Elektrizität mit Bogenlampen bis zu 2 300 000 Kerzenstärken Leuchtkraft (vgl. Trav. marit. II, S. 299).

Das Petroleum-Glühlicht ist als die neueste Lichtquelle noch zu nennen. Es sind z. B. alle der Hafenbauinspektion Bremerhaven unterstellten Leuchttürme mit diesem Licht ausgestattet. Die Anlagen sind von der Firma Pintsch hergestellt. Diese lieferte unter anderem auch Petroleum-Glühlicht-Einrichtungen für Leuchtfeuer des Hamburger Staates, desgl. auf Amrum, Norderney und bei Swinemünde mit Glühkörpern von 30 bis 100 mm Durchmesser. Mit einer Handluftpumpe wird ein Luftbehälter auf 5 Atm. Luftpressung gebracht. Der Verbrauchsdruck beträgt nur $2\,^1/_2$ Atm.; es kann also ein Luftvolumen von $2\,^1/_2$ Atm. Pressung von dem Inhalt des Reservoirs hinfort verbraucht werden, bevor der Druck desselben unter den Gebrauchsdruck fällt. Die Druckverminderung auf $2\,^1/_2$ Atm. besorgt ein Druckregler. Die Luft gelangt dann in den oberen Teil eines Petroleumbehälters und preßt auf die Flüssigkeitsoberfläche; sie treibt das Petroleum durch ein unten beginnendes Rohr zur Lampe, wo es über dem Glühstrumpf durch die Hitze des Brennens zur Vergasung gebracht wird und, mit einem Rohr wieder abwärts geführt, unter dem Glühstrumpf als brennbares Gas ausströmt.

G. Nebelsignale[1]) (signaux sonores, fog-signal)

werden an besonders die Schiffahrt gefährdenden Küstenpunkten gegeben (Abb. 431).

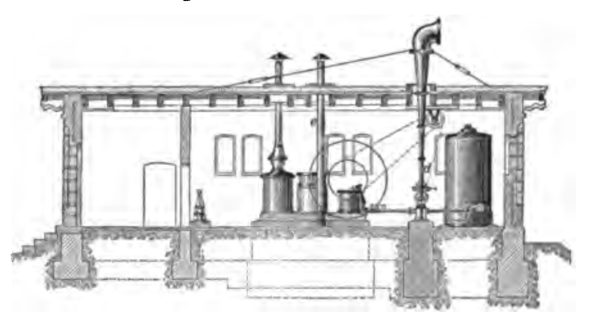


Abb. 431. Nebelsignalstation bei Rixhoeft.
Aus Hag. Schiff.-Z. S. 7; hier S. 473.

1) Vgl. Handb. d. Ingw., III. 3, Kap. XXIII, S. 579.

Den lauten Ton erzeugt eine mit Preßluft betriebene Sirene (vgl. die Scheibe mit Schlitzöffnungen rechts, Abb. 432). Die Bedienung erfolgt durch Drehung der Welle *H*. Die Preßluft wird durch Luftpumpen mit einem Motor erzeugt. Statt der Preßluft läßt sich auch

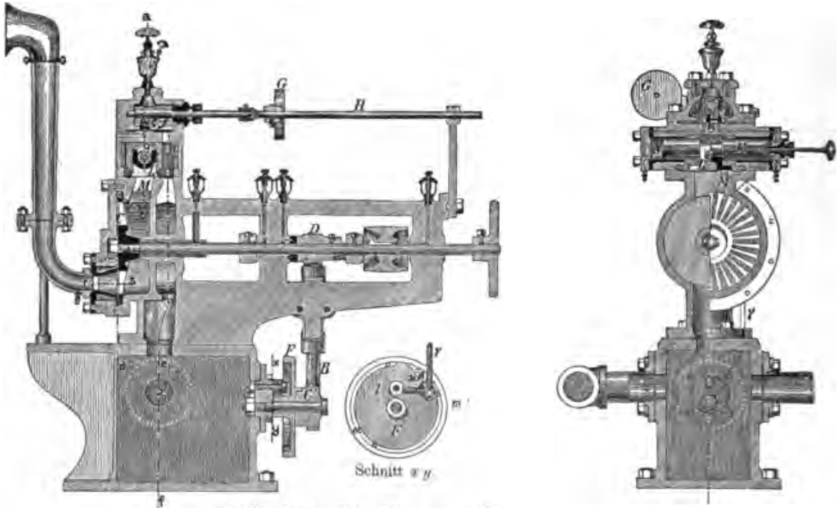


Abb. 432. Die Sirene; siehe Abb. 431.

Dampf verwenden; derselbe steht aber, wenn plötzlich Nebel eintritt, nicht sofort zur Verfügung. Man benutzt dann zunächst aufgespeicherte Preßluft. Die Hörweite beträgt 3 bis 12 Seemeilen, also 5,6 bis 22 km.

IV. Der Lotsdienst.

Bei Annäherung an die Küste, insbesondere an einen Hafen dort, wo das Fahrwasser in der Folge aufhört frei und breit zu sein, nehmen die Schiffe auf See einen Lotsen an Bord. Diesem fällt die Leitung der Schiffsbewegung hinfort zu, da er mit allen Eigenarten des Fahrwassers seines Dienstkreises genau bekannt ist. Er untersteht aber dem Kapitän, welcher auch ferner der verantwortliche Führer bleibt.

Aus gefälligen Angaben[1]) des Lots-Inspektors Herrn Kördell in Cuxhaven sei als ein Beispiel über den Umfang des Lotsdienstes folgendes mitgeteilt.

1) Über deutsches Lotswesen, vgl. das Werk von Dr. phil. Friedr. Purlitz, Bremerhaven, Verlag von L. v. Vangerow.

Schiffe, die nach der Elbe bestimmt sind, erhalten ihre Lotsen von den auf nachbenannten Stationen sich aufhaltenden Hamburger Lotsfahrzeugen: bei Borkum, Norderney, Helgoland, Weser-Leuchtschiff, Elbe-Leuchtschiff I und Galiotstation. Hamburg unterhält für den Lotsversetzdienst 7 Lotsschoner, 2 Lotsdampfer und 2 Lotsgalioten, mit einer Gesamtbesatzung von 72 Mann. Die Zahl der in diesem Betriebe angestellten Lotsen beträgt 125. Auf See in den verschiedenen Lotsfahrzeugen befinden sich im ganzen durchschnittlich 60 bis 70 Lotsen, die in einer bestimmten Reihenfolge an die einkommenden Schiffe abgegeben werden. Im Jahre 1903 wurden über 13000 Schiffe mit Hamburger Lotsen besetzt.

Die vier Elbleuchtschiffe unterhalb Cuxhavens verlassen ihre Stationen nur in äußersten Notfällen. Die Verankerung dieser Schiffe ist derartig, daß sie wegen schlechten Wetters niemals ihre Stationen aufzugeben brauchen. Nur bei schwerem Eisgang, wenn ein Halten der Schiffe nicht möglich ist und die Ketten brechen, gehen die drei äußersten Leuchtschiffe in See und verankern sich in der „Nord-Süd“-Richtung voneinander vor der Elbmündung. Das zunächst unterhalb Cuxhavens liegende Leuchtschiff IV wird, wenn der Eisgang zu schwer wird, durch starke Schlepper nach Cuxhaven geholt. Die Leuchtschiffe müssen aber ihre Stationen wieder einnehmen, sobald es die Eisverhältnisse irgendwie gestatten.

Es sei noch bemerkt, daß sich auf dem Scharhörn-Sande in der Elbmündung eine Bake mit Lebensmitteln für Schiffbrüchige befindet. Diese besteht aus einem 16 m hohen Gerüst, in dessen unterem Teil hochwasserfrei ein Unterkunftsraum für Schiffbrüchige hergerichtet ist. Diese finden dort Hartbrot, Trinkwasser, Wein und eine als Signal zu benutzende Flagge.

Siebenter Abschnitt.

Über wasserbautechnische Versuche.

I. Über die Notwendigkeit einer Vereinigung praktischer und theoretischer Forschung.

Philosophen haben behauptet, daß unser ganzes Denken und Schlußfolgern auf eine Verknüpfung praktischer Erfahrungen hinausläuft, so daß eine ganz neue Erkenntnis nicht von innen heraus von uns erfunden werden kann. Die Sinnesorgane, heißt es, müssen in etwas mitwirken. Das sei selbst in Bezug auf die Förderung des mathematischen Wissens gültig. Das scheint mir allerdings zu weit gegangen. Jedoch ist zuzugeben, daß praktische Anregungen für unser Denken außerordentlich förderlich sind, mögen dieselben durch eigene Beobachtung gegeben oder durch Überlieferung der Beobachtungen anderer gewonnen sein. Meine Abhandlung über den Wassersprung ist z. B. durch eine solche praktische Anregung entstanden. Ich hielt mich einmal wenige Tage in Öynhausen auf; da sah ich in einem kleinen Mühlenkanal, der sich an der Saline entlang zieht, quer zum Wasserlauf auf dessen Oberfläche eine feine Linie, welche im allgemeinen am Ort verharrte, aber bald vor- bald rückwärts sich bewegte. Ein oder zwei Meter unterhalb tauchte ein die Wandungen des Mühlkanals versteifendes Querholz einige Zentimeter in das fließende Wasser. Aus den Vorträgen der Dynamik, welche ich 18 Jahre vordem gehört hatte, wußte ich nur noch, daß jene Erscheinung ein Wassersprung, d. h. der unstetige Übergang einer Staukurve an deren oberem Ende in den Zustand der oberhalb ungestaut fließenden Wasserbewegung sei. Ich setzte mich an jenem sonnigen Morgen ins Gras und fragte mich, warum die Linie da so hin und her spiele. Die Lösung fand ich sehr bald. Zu Hause arbeitete ich den Gegenstand der Betrachtung dann voll-

ständig aus. Später erkannte ich, durch einfache Überlegung, daß die fortschreitende Wasserwelle [1]) nur ein fortschreitender Wassersprung ist.

Ein anderes Beispiel: In den Sommerferien nach dem dritten Studienjahr nahm ich keine praktische Beschäftigung auf einer Baustelle an, wie in den vergangenen Jahren, sondern repetierte vielmehr die technische Mechanik. Zu meiner Erholung fuhr ich damals häufig im Ruder- oder Segelboot auf der Flensburger Föhrde. Dabei sah ich mir auch die Wellen genauer an, sah, wie die größeren Berge zeitweise verschwanden, indem sie fortschritten, und wie an deren Stelle sich bald ein entsprechend tiefes Wellental bildete. Diese Erscheinung prüfte ich später an stillem Wasser, indem ich einen Stein hinein warf und Wellenringe erzeugte. So entstand einige Monate später meine Abhandlung über den Gegensatz fortschreitender Bewegung von Wellen und Wellengruppen.

Dann erwog ich die für einen beliebigen Punkt unter dem Wasser bestehenden Beziehungen der statischen Druckhöhe (vermindert um den Druckverlust durch die Abwärtsbewegung der Massen), zu den Vorgängen einer horizontalen Beschleunigung der Wellenelemente. Es ergab sich so die Möglichkeit einer Prüfung der Hypothese über die Anwendbarkeit gewisser Schwingungsgesetze für die Beschleunigung des Teilchens auf elliptischer Bahn. Diesen Gedanken verfolgte ich dann einige Wochen später, indem ich nun die benötigten mathematischen Formeln entwickelte und hinterdrein auch ein Zahlenbeispiel durchrechnete. Es zeigte sich, daß die Rechnungsergebnisse der Schwingungstheorie recht genau mit den Forderungen der aufgestellten dynamischen Beziehungen übereinstimmten.

Ebenso entstanden Betrachtungen über die Erzeugung von Wellen im Wasser durch Winde [2]) (oder von Luftwellen durch Strömungen in warmer Luft, welche über kältere Luft hinfährt) unmittelbar aus praktischer Anregung; ohne sie unterbleibt die ganze theoretische Behandlung des Stoffes; diese selbst aber ist doch sicherlich nicht nur eine Verbindung und Variation der Anwendung einmal gewonnener praktischer Erfahrungen, sondern sie umfaßt zudem ein gutes Teil Erfindung oder ein geistiges Empfinden der einschlägigen Vorgänge und ihrer Wechselwirkungen.

---

1) Z. f. Archit. u. Ingw., Hannover, 1896, S. 475—507.

2) M. Möller. „Über Gestalt und Bewegung von Wasserwellen in stehenden und fließenden Gewässern mit Berücksichtigung der Einwirkung des Windes"; Exners Repertorium der Physik, Band XXII, S. 249—259.

Während auch da, wo es sich um mathematische Beziehungen handelt, die praktische Anschauung immerhin schon von hervorragender Bedeutung ist, gibt es aber gewisse Dinge, welche sich ausschließlich nur unter Hinzuziehung einer sorgfältigen praktischen Beobachtung erkennen und finden lassen. Dahin gehört z. B. das Verhalten der Materialien gegen äußere Kräfte oder gegen zersetzende Einflüsse. Die Größe der dabei auftretenden Kräfte läßt sich am Schreibtisch nicht erfinden. Es ist daher unbedingt im Interesse der Förderung einer Wissenschaft notwendig, daß neben der theoretisch-spekulativen Forschung die praktische Forschung sich einer freien Entfaltung zu erfreuen habe. Diese Forderung ist im Bauwesen mit einem um so größeren Nachdruck zu stellen, als ihre Unterlassung schwere, wirtschaftliche Nachteile im Gefolge hat. Wachsen doch die Ausgaben für Bauausführungen in Staat und Gemeinde mit jedem Jahrzehnt. Nun zeigt es sich aber, daß darüber Unklarheit herrscht, wer in dieser Richtung Opfer zu bringen hat, und wer befugt ist, die praktische Forschung zu erstreben und durchzuführen. Heute geht die Ansicht dahin, daß im Bauingenieurwesen solches bei Bewilligung öffentlicher Mittel nur durch eine Zentralstelle und nur von dieser allein oder nur in deren Auftrag und dann nur durch Beamte zu erfolgen hat, während meine Ansicht eine andere ist. Ich meine, es soll demjenigen, welcher eine praktische Forschung im Bauwesen erstrebt, die Ausübung dieser Forschung dann erleichtert werden, wenn darüber kein Zweifel besteht, daß die wissenschaftlichen Leistungen des Betreffenden den an die Person des Forschers zu stellenden Anforderungen entsprechen.

II. Erschwerung der Forschung im Wasserbau durch äußere Umstände.

A. Behinderung durch örtliche Entfernungen und große Kosten.

In erster Linie ist hervorzuheben, daß praktische, bautechnische Untersuchungen kostspielig und zeitraubend sind. Es ist daher die Forderung zu stellen, daß derjenige, welcher den wirtschaftlichen Vorteil von den Forschungsergebnissen hat, auch die Kosten derartiger Unternehmungen unter ihm geeignet erscheinenden Umständen zu tragen haben wird.

Es kommt hinzu, daß Versuche im kleinen noch nicht die Anwendbarkeit im großen erweisen, da bei einer Veränderung des

Maßstabes alle Kräfte wachsen, nicht aber die Materialfestigkeit. Aber auch Versuche im kleinen sind schon kostspielig und zumal im Wasserbau, wo der Versuch, vom Wohnort entfernt, am Fluß oder an der See vorgenommen werden muß.

Beispiel: Im Herbst 1895 machte ich am Strande vor einem Uferbau auf Föhr zur Zeit des Niedrigwassers einen Versuch mit frisch bereitetem Beton. Der kleine Versuchskörper bestand im Innern aus Sand; er war mit einer Betonschicht versehen, über welche Juteleinwand als vorübergehender Schutz gegen die Wirkung der Wellen gespannt war. Nach Vollendung desselben ging die Flut über ihn hin. Der kleine Bau hielt sich einige Monate und bröckelte dann auseinander. Der Beton erhärtete nur sehr unvollkommen.

Alsdann plante ich zwei andere Versuche. Einmal wollte ich den am Ort gestampften Beton einige Tage durch Eisenplatten belastet und geschützt belassen, um festzustellen, ob er so besser erhärte. Dieser Versuch kam aber nicht zur Ausführung.

Weiter erachtete ich Versuche, angestellt mit Eisenbetonplatten, als wertvoll. Es hatte sich bei meiner ersten Ausführung eines über Wasser hergestellten Beton-Uferschutzes auf Föhr gezeigt, daß eine Bauweise mit frischem Beton sich in solchen Höhenlagen nicht eignet, wo während der Bauausführung auch nur ganz vorübergehend das Wasser ankommen kann. Die Verwendung vorher erhärteter Platten ist dort am Platze.

Unweit Husum stellte ich daher im März 1896 unter Mitwirkung der Firma Holm & Molzen und unter Beachtung der mir von Beamten der Königlichen Wasserbau-Inspektion Husum in gefälliger Weise erteilten Ratschläge auf meine eigenen Kosten einen kleinen Plattenbau her. Die umschließenden Platten sind von der Firma Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig angefertigt worden. Sie gelangten in völlig erhärtetem Zustande zur Verwendung und haben sich in den verflossenen $10^1/_2$ Jahren tadellos gehalten. Sie zeigen keine Spuren einer Verwitterung, obwohl sie zweimal täglich vom Meerwasser umspült oder überspült werden. An einer Platte ist zwar ein Riß bemerkt; doch ist dieser durch Überanstrengung des Materials entstanden, da das Innere mit nassem Wattsand ausgefüllt ist, welcher bei scharfem Frost und bei anhaltendem niedrigen Wasser (d. h. bei Ostwind) gefriert und dann treibend wirkt.

Anders hat sich der an Ort und Stelle frisch hergestellte Mörtel und Beton verhalten, welcher zum Dichten der Fugen und zum Verbinden der Platten untereinander und weiter zur oberen Abdeckung benutzt ist. Derselbe weicht auf, er bläht, zeigt Nester mit weißlich

schmierigen Teilchen und zerbröckelt. Ähnliche Erscheinungen sind bei Benutzung des Zementes an der See schon früher beobachtet, z. B. an Zementmörtel-Mauerwerk bei List auf Sylt. Als ich zuletzt im Oktober 1905 den Bau besichtigte, war die Decke an drei Stellen eingeschlagen; sie war zum größeren Teil unterhöhlt und verharrte nur noch schwebend, durch Eisendrahteinlagen gehalten. Der Sand war bis zu 20 cm Tiefe unter Oberfläche des Bauwerkes am Ort der drei Löcher ausgewaschen.

Die Eiseneinlagen jenes an Ort und Stelle hergestellten Betons waren nun zum Teil ohne Schutz; sie sind daher an den betreffenden



Abb. 433. Versuchsbau mit Eisenbetonplatten am Wattenmeer bei Husum.

Stellen infolge von Rostbildung von 8 auf 4 mm Durchmesser geschwächt, so daß sie bald reißen werden. Hingegen hatten sich in der schützenden Betonmasse, auch da, wo dieser schlecht und weich geworden war, die Eisen tadellos gehalten. Es ist meine Absicht, nach einiger Zeit Teile des Baues zu entnehmen, genau zu untersuchen, gelegentlich in Versammlungen vorzulegen und aufzubewahren. Auch stelle ich auf Ersuchen anderen Sammlungen Stücke des Bauwerks zur Verfügung.

Ich hatte mich auf 100 Mark Herstellungskosten gefaßt gemacht. Die Ausgaben stiegen aber bedeutend höher. Die Plattenformen waren teuer. Der Transport der Platten als Stückgut von Braun-

schweig nach Husum war untunlich; ich mußte daher einen ganzen Eisenbahnwagen nehmen. Auch die Kosten für Fuhrlohn und Leute waren erheblich. Mehrere Reisen meinerseits sind noch hinzugekommen, so daß ich durch diesen Versuch ein persönliches Opfer von etwa 500 Mark bisher schon gebracht habe.

Der kleine Bau ist nur 25 cm tief gegründet, besteht aus Betonplatten (mit Eiseneinlagen) von 7 cm Stärke, einer Sohlenschicht von 5 cm aus Beton, einer Füllung mit Wattsand, neben dem Bau entnommen, und einer Abdeckung aus frischem Beton von 5 cm Stärke, welche einmal ausgeflickt worden ist. Das schwache Fundament wurde spät an einem Sonnabend bei dem Licht einer Stalllaterne hergestellt, da die Materialien nicht am Nachmittage zur festgesetzten Zeit eingetroffen waren. Der Aufbau ist dann am folgenden Sonntag morgen von 5 bis $11\,^1/_2$ Uhr ausgeführt. Dann kam die Flut und um 1 Uhr stand der Bau schon bis zu 40 cm Tiefe im Wasser. In den folgenden Tagen geriet er bei Flut mehrfach ganz unter Wasser. Der Sonntag war für die Herstellung gewählt, damit mein Dienst an der Hochschule in Braunschweig keine Störung erfahren möchte.

Zu einer Auswertung dieser Versuchsergebnisse bietet sich voraussichtlich demnächst bei Husum Gelegenheit. Daselbst ist für den Schutz der Hafenböschung ein Uferdeckwerk herzustellen, für welches ich Plattenbelag nach Art der zum Schluß dieses Abschnittes beschriebenen Bauweise (Abb. 462) in Vorschlag gebracht habe.

Ein zweites Mal habe ich gemeinsam mit der Firma Holm & Molzen in Flensburg einen Versuch mit Platten für Uferschutz ausgeführt. Die beiderseits getragenen Kosten betrugen zusammen 500 Mark. Auch dieser Versuch ist noch nicht abgeschlossen.

B. Behinderung durch großen Zeitaufwand,

benötigt zur Erzielung sicherer Ergebnisse. Bei sorgfältig ausgeführten, wissenschaftlichen Untersuchungen wird bei ernsten Bemühungen allemal ein wirtschaftlicher Nutzen herausspringen, wenn auch vielleicht in anderer Weise, als das im voraus angenommen worden war. Die Industrie macht daher beständig Untersuchungen. In chemischen Fabriken sind außer den Betriebschemikern zahlreiche Chemiker tätig, welche nur den Auftrag haben, neue verwendbare Stoffe oder neue Verfahren zur Herstellung bekannter Stoffe aufzufinden.

An etwas derartiges denkt eine Unternehmerfirma im Wasserbau nur selten, denn der Erfolg ist ein recht zweifelhafter. Bis eine Bauweise gefunden ist, die den bekannten Bauausführungen gegen-

über wirklich bedeutende Vorteile bietet, sind erhebliche Aufwendungen nötig. Es muß auch ein Patentschutz genommen werden, sonst ahmen andere die Sache nach, und diejenige Firma, welche finanzielle Opfer gebracht hat, hat das Zusehen. Aber auch dann, wenn ein rechtlicher Schutz erreicht ist, glückt es keineswegs, in den wenigen Jahren seiner Wirkungsfähigkeit eine so häufige Anwendung der Bauweise zu erzielen, daß sich die verausgabten und die laufenden Kosten für Aufrechterhaltung des Patentschutzes verlohnen. Es ist zu beachten, daß jede neue Bauart ihre Fehler und Mängel besitzt, welche erst allmählich erkannt und beseitigt werden müssen. Nun kann man, zumal im Wasserbau, eine solche praktische Prüfung nicht schnell herbeiführen. Es vergehen Jahrzehnte, bis etwas wirklich Gutes geschaffen ist und abermals Jahrzehnte, bis vorhandene Vorzüge als solche einwandfrei erkannt werden können. Mir sagte einst ein Unternehmer von Wasserbauten: Derartig wissenschaftliche Bemühungen sind für uns nicht geeignet. Wir haben keine Zeit, dieselben zu unterstützen. Die laufenden Arbeiten nehmen uns ganz in Anspruch. Und schließlich hat nur der Bauherr, also zumal der Staat, einen Vorteil von dem Gelingen solcher Bestrebungen. Für uns ist es besser, wenn recht dick und recht teuer gebaut wird, desto mehr können wir an der Arbeit verdienen.

III. Die benötigte Organisation bautechnischer Forschung.

Das öffentliche Bauwesen verfolgt das Ziel mit tunlichst sicher wirkenden, erprobten bautechnischen Mitteln Bauten zu bestimmten Zwecken auszuführen. Es ist also Vorbedingung für die Verwendung eines Baumittels, daß dasselbe nicht zu neu sei. Daraus geht hervor, daß durch dieses wichtige Bestreben, sicher und gut zu bauen, ein erheblicher Fortschritt nicht erzielt werden kann. Etwas anderes muß hinzutreten, „das Wagnis", dies aber nicht da, wo ein Mißlingen von erheblichen, nachteiligen Folgen begleitet sein kann. Aus diesem Grunde ist es nötig, mit neuen Bauweisen an geeigneten Orten Versuche auszuführen und die damit verbundenen kleinen Opfer zu tragen. Es fragt sich nun aber, wer diese Versuche und Untersuchungen machen soll, und unter welchen Umständen solche Versuche ausgeführt werden sollen.

Ich habe die Ansicht vertreten und diese in den Jahren 1902 und 1903 dem Königlich Preußischen Ministerium der öffentlichen Arbeiten unterbreitet, daß eine gesunde Förderung unserer bautech-

nischen Wissenschaft, insbesondere auf den Gebieten des Wasserbaues, sich nur gestützt durch die Fürsorge der Regierung in Hinblick auf praktische, bautechnische Forschungen entwickeln kann. Es ist zu erstreben, daß den einzelnen Verwaltungsstellen die hinreichende Freiheit gegeben ist, Forschungen im Rahmen ihrer Bautätigkeit und im Rahmen bewilligter Mittel tunlichst nach eigenem Ermessen zu pflegen. Dabei ist denselben die Bedingung aufzuerlegen, derartige Unternehmungen so zu betreiben und durch Beschreibung, Messung, sowie durch photographische Aufnahmen festzulegen, daß die beobachteten Vorgänge der Öffentlichkeit zugänglich gemacht werden können. Die gesammelten Darstellungen dürften, soweit sie nicht außerdem im Auszuge vervielfältigt werden, noch besonders einer technischen Bibliothek zuzuweisen sein.

Außerdem sind dabei noch manche Gesichtspunkte zu berücksichtigen, welche sich auf die Organisation der Forschung beziehen, z. B. auf die den Vorständen der Verwaltungsstellen zu gewährende Berechtigung, Sachkundige in dem von ihnen als erforderlich erachteten Umfange zur Vorbereitung, Ausführung und Beurteilung der Versuche mit heranzuziehen.

Die Zentralstelle, so führte ich aus, welcher im Ministerium die Fürsorge für derartige Unternehmungen obliegen werde, sei als technische Verwaltungsstelle zu denken, welche den auf die empirisch-technische Forschung gerichteten Bestrebungen die Wege zu ebnen habe; sie dürfe in keinem Fall gleichsam eine vierte Verwaltungsinstanz werden, welche selbst handelnd einzugreifen beabsichtige und sagen würde: „Die Versuche werden von uns aus geleitet.“ Es würden sich in letzterem Falle die Schwierigkeiten nur vermehren, während gedacht ist, daß jene Zentralstelle zu schaffen sei, um Verwaltungsschwierigkeiten zu beseitigen.

Auch von anderer Seite wurde damals die Bedeutung solcher Bestrebungen hervorgehoben. Der derzeitige Minister der öffentlichen Arbeiten hat diese Vorschläge mit Wohlwollen entgegengenommen, und dieses durch später erschienene Erlasse[1]) praktisch betätigt. In der Folge wird sich herausstellen, daß außer einer Ordnung der finanziellen Frage der hier erörterten Unternehmungen hinsichtlich der Ausführung derselben noch ergänzende Bestimmungen benötigt werden. Doch das ist Sache von Erfahrungen, welche bei Nutzanwendung der ersten Erlasse mit der Zeit schon gewonnen werden.

---

1) Vgl. die Runderlasse des Ministers der öffentl. Arbeiten vom 18. Nov. 1893; Zentralbl. d. Bauverw. 1893, S. 501 und vom 24. Dez. 1896; Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 13.

Die Notwendigkeit einer Organisation wissenschaftlich bautechnischer Forschung ist bei uns in erster Linie durch den Umstand hervorgerufen, daß der wissenschaftlich gebildete Ingenieur in Deutschland dem Kreise der Beamten angehört, welchen aus den Unternehmungen kein Geschäftsgewinn zufällt, so daß derselbe die benötigten Mittel für bautechnische Forschung nicht selbst erwerben, sondern nur durch diejenigen Bewilligungen gewinnen kann, welche Staat oder Gemeinde ihm zubilligen.

Ein zweiter Umstand ist der, daß eine forschende Tätigkeit einen Schritt ins Ungewisse tut und daher, vom Verwaltungsstandpunkt aus betrachtet, anders zu behandeln ist als ein klar vorliegender Bauauftrag. Die Freiheit, forschen zu können, soweit Zeit und Geldmittel das erlauben, muß besser gewahrt werden, als das früher der Fall war. Es müssen auch kleinere Untersuchungen geduldet oder besser begünstigt werden, bei denen vielleicht nicht mehr herausspringt, als daß die jugendliche Person des Forschenden die Überwindung der Schwierigkeiten praktischer Untersuchungen lernt, um später wichtigere Fälle mit hinreichendem Geschick angreifen zu können. Mir ist es begegnet, daß in allen Fällen, wo ich im Interesse der sachgemäßen Erledigung einer wichtigen Entscheidung auf bautechnischem Gebiet bei meinem Vorgesetzten die Notwendigkeit einer Anstellung praktischer Versuche hervorhob und mich bereit erklärte, die damit verbundenen Bemühungen zu übernehmen, diese Sache dem Vorgesetzten so ungewöhnlich vorkam, daß er sich nicht entschließen konnte, einzuwilligen; er meinte auch: „Ja, wenn einmal solche Versuche nötig sind, dann muß ich diese doch selbst machen und nicht Sie; mir fehlt aber dazu die Zeit.“

Der Ingenieur, welcher in jungen Jahren, im Bestreben sich auszubilden, praktische forschende Untersuchungen vornehmen möchte, die er selbst als notwendig oder zweckmäßig erkannt hat, begegnet meistens zu großen Schwierigkeiten. Es fehlt ihm an Geld und Zeit, d. h. an der Erlaubnis, derartige Untersuchungen auch nur vereinzelt einmal durchzuführen. Diese Schwierigkeiten sind tunlichst zu beseitigen, soweit sich das im allgemeinen wirtschaftlich rechtfertigen und ohne zu große Bemühungen erreichen läßt.

Es sei nochmals bemerkt, daß bei uns in Deutschland Staat und Gemeinde auf dem Gebiet des Bauingenieurwesens fast einzig die Bauherren sind, so daß nur sie den wirtschaftlichen Nutzen aus einer Förderung der Wissenschaft unserer Ingenieurbaukunst ziehen. Nur von dieser Seite kann finanzielle Unterstützung der bautechnischen Forschung erwartet werden. Daß dem so ist, gelangt z. B. auch in den Satzungen der Jubiläumsstiftung der deutschen Industrie zum

Ausdruck. Es ist da gesagt, daß eine Bewilligung von Mitteln seitens der Stiftung für solche technisch wissenschaftliche Untersuchungen nicht stattfinden soll, an deren Durchführung der Staat als Bauherr ein hervorragendes Interesse habe. Dahin sind z. B. gelegentlich auch Untersuchungen über Eisenbetonbauten gerechnet, soweit diese sich auf Konstruktionen des Wasserbaues beziehen. Derartige Untersuchungen auszuführen, sei Sache des Staates, so wurde geschlußfolgert. So wurden mir im Jahre 1905 aus jener Stiftung zwar Mittel zur Ausführung von Untersuchungen über den Eisenbetonbau bewilligt, aber nur für Untersuchungen von Gebäudedecken- oder Brückenkonstruktionen. Die Punkte meines Programms, welche sich auf Wasserbauten bezogen, wurden bei der Beratung aus dem genannten Grunde ausgeschieden.

Durch die an sich gesunde Entwicklung, welche das öffentliche Bauwesen in Deutschland genommen hat und welche dahin führte, daß Staat und Gemeinde die meisten Ingenieurbauten und fast alle Wasserbauten durch eigene technische Beamte entwerfen lassen und deren Ausführung an Unternehmer vergeben, sind besondere Verhältnisse geschaffen, welche auf die Entwicklung unserer wasserbautechnischen Wissenschaft einwirken.

Durch den Einfluß, welchen somit Staat und Gemeinde auf das ganze Wasserbauwesen besitzen, könnte für sie, als Bauherren, ein großer wirtschaftlicher Nutzen durch die Förderung unserer Wissenschaft erreicht werden, während bei einem Mangel an solcher Fürsorge von seiten dieser einzig in Frage kommenden Interessenten diesen selbst wirtschaftliche Schädigungen erwachsen müssen. Selbstverständlich sind alle technischen Beamte bestrebt, jede an sie herantretende Aufgabe mit allen zu Gebote stehenden Mitteln der technischen Wissenschaft bestens zu lösen, aber das eine, was uns noch fehlt, ist die Gelegenheit, praktische Forschung hinlänglich und zu passendem Zeitpunkt betreiben zu können. Die Ausübung einer praktischen Forschung, in systematischer Weise unternommen, wobei die Klärung wissenschaftlicher Fragen den Zweck der forschenden Tätigkeit bildet, ist aber neben der Gelegenheitsforschung, welche im Anschluß an oder durch die bauende Tätigkeit wertvolle Erfahrungen sammelt, unbedingt auch nötig. Erst dann kann die technische Wissenschaft trotz der sich beständig ändernden Verhältnisse, unter welchen die Anwendung der technischen Wissenschaft bei Bauausführungen erfolgt, sich als tunlichst lückenlos und in ihren Lehren als zuverlässig und brauchbar erweisen. Gerade im Wasserbau haben sich die meisten Untersuchungen, wofern sie von Wert sein sollen, über eine längere Zeitspanne zu erstrecken. Fehlt da nun im plötz-

lich hervortretenden Gebrauchsfall irgendein nur durch Erfahrung zu gewinnendes Wissen, dann ist es für den Sonderfall zu spät, jetzt noch durch anzustellende Untersuchungen die Sache klären zu wollen. Infolgedessen unterbleibt dann diese Untersuchung heute und morgen und auch in den nächsten Jahren, und wenn später wieder jener Erfahrungswert bei einem Nutzbau gebraucht werden müßte, dann liegen die Verhältnisse ebenso wie im ersten Fall, wenn wissenschaftlich praktische Forschung nur im Anschluß an die Ausführung eines Nutzbaues betrieben werden kann. Zudem hat der Beamte und zumal der Beamte in höherer, leitender Stellung so viel wichtige Arbeit zu erledigen, daß es ihm mit bestem Willen nicht möglich ist, in zeitraubende wissenschaftliche Untersuchungen selbst einzutreten. Obgleich dem so ist, so sagt heute der Verwaltungsbeamte dennoch: „Uns fällt die Sorge der Leitung im öffentlichen Bauwesen zu. Daraus folgt auch, daß uns das Recht und die Pflicht, bautechnische Forschung zu üben, in der Weise zusteht, daß überall dort, wo Geldbewilligungen für Forschungszwecke aus öffentlichen Mitteln erfolgen, wir allein die Forschung zu betreiben haben."

Dem stimme ich nun völlig zu, soweit es sich um Untersuchungen handelt, die für die Ausführung eines besonderen Nutzbaues erforderlich sind. Dabei tritt dann die Person des Forschenden zurück, wie das im Verwaltungsbetriebe überhaupt der Fall ist, wo der zuständige Beamte die Tagesgeschäfte erledigt.

Für das Gedeihen der wissenschaftlich praktischen Forschung wäre es aber verhängnisvoll, wollte man diese Anschauungsrichtung, daß in Bezug auf praktisch technische Forschung aber überhaupt die Person zurückzutreten habe, verallgemeinern; denn das würde zur Unterlassung systematischer Forschungen führen. Die forschende Tätigkeit ist von der praktisch ausübenden Bautätigkeit verschieden. Der Vorstand einer technischen Verwaltungsstelle hat überhaupt nicht die Zeit, die praktische Forschung selbst zu betreiben; er kann sie anregen, im Sonderfall fördern, anordnen und überwachen; aber die praktische Forschung selbst ausführen, das kann er nicht; er ist daran durch die Erledigung anderer Arbeiten dienstlich verhindert. Auch setzt eine forschende Tätigkeit einige Übung im Forschen voraus. Es gehören dazu Vorkenntnisse in einer besonderen Richtung, wie diese nicht von jeder Person des gleichen Berufskreises erworben werden. Ihre beruflichen Lebenswege sind doch verschieden. Da hat die Spezialrichtung zu entscheiden und nicht die dienstliche Zuständigkeit. Daher ist die Ausführung der praktisch wissenschaftlichen Forschung an die Person gebunden und es ist Aufgabe der Verwaltung, auf Forschung gerichtete Bestrebungen insoweit zu

unterstützen, wie das aus wirtschaftlichen Gründen gerechtfertigt erscheint.

In diesem Sinne vertrete ich den Wunsch, daß der bautechnisch praktischen Forschung durch das Wohlwollen der Verwaltung mehr Betätigungsfreiheit eingeräumt werden möge, als das bisher erreicht worden ist. Es dürfte in großen technischen Staatsbetrieben je eine Verwaltungsstelle einzurichten sein, welcher die Fürsorge in dieser Richtung zusteht, und welche über Fonds verfügt, um Anträgen auf Bewilligung von Mitteln für eine besondere bautechnische Forschung willfahren zu können, wenn diese hinreichend begründet ist, und wenn die Lokalbehörde, in deren Verwaltungsbereich der Ort auszuführender Versuche fällt, nachdem ihr die Sache vorgelegt ist, keinen Einspruch irgendwelcher Art dagegen erhebt.

Daß die technische Forschung heute auch da unterbleibt, wo derselben weder technische Bedenken noch finanzielle Schwierigkeiten im Wege stehen, habe ich gesehen; sie kommt in solchen Fällen nur darum nicht zustande, weil die freie, wissenschaftlich technische Forschung einen Sonderfall bildet, für dessen Behandlung, vom Standpunkt der Verwaltung aus betrachtet, sich nicht die richtige Form finden läßt, da in dieser Hinsicht bisher keine Entscheidungen getroffen sind.

Ich beabsichtigte z. B. einmal einen kleinen Versuch mit Uferschutz an der See zu machen. Der Vorstand der zuständigen Bauinspektion sagte bei meinem ersten Besuch „nein“, ein Jahr später „ja“. Derselbe sagte mir: „Sie müssen aber ein Schriftstück unterschreiben, daß Sie erstens die Kosten tragen für Herstellung, weiter für nachfolgende Entfernung des Versuchsobjektes und endlich für Ausbesserung jeglichen Schadens, der da in Bezug auf den Erdkörper oder sonstwie entstehen könnte.“ Diesem pflichtete ich bei. „Ferner müssen Sie die Erlaubnis des Herrn Dezernenten im Ministerium einholen, und zwar am besten mündlich.“ Auch diese erhielt ich in sehr zuvorkommender Weise. Ich mußte allerdings zweimal darum nach Berlin reisen, da ich den Herrn das erste Mal verfehlte. Wieder war die Bewilligung aber an eine neue Bedingung geknüpft, nämlich diese, daß auch die Mittelinstanz, der technische Beamte der Provinzialregierung, keinen Einspruch erhebe. Ich tat nun auch diesen Schritt, wiewohl ungern, da ich mit der an sich so unbedeutenden Sache — der ganze Versuch hätte 50 Mark gekostet, und das betreffende Objekt wäre an einem Tage herzustellen gewesen — nicht so vielen Herren lästig fallen mochte. Auch häuften sich für mich die Reisekosten, und auch der Zeitaufwand wuchs zu sehr. Ich reichte mein Gesuch diesmal schriftlich ein, legte Beschreibung und

Photographien anderer Versuche bei, vergaß auch nicht das Kuvert mit meiner Adresse für Rücksendung der Anlagen und das Porto dafür, aber die Antwort blieb aus. Später erfuhr ich, daß der betreffende Herr erkrankt war. Die Erledigung war ausgeblieben, weil der Brief als Privatbrief abgefaßt und daher nicht in die Hände seines Stellvertreters gelangt war.

Wie hier, sagten mir auch in anderen Fällen die Herren Beamten, daß ein derartiges Anliegen eigenartig neu sei. Dasselbe lasse sich überhaupt nicht amtlich erledigen. So entstand meine Ansicht, daß eine Verwaltungsstelle in großen technischen Staatsbetrieben zu schaffen sei, an welche derartige Anträge in Zukunft zu richten wären. Um zu verhüten, daß die Zahl der Anträge eine zu große würde, könnten einige erschwerende Bedingungen gemacht werden, z. B. je nach Stellung des Antragstellers zur Sache, Tragung aller oder wenigstens eines Teiles der Kosten, und vielleicht ferner noch die Festsetzung, daß der Antragsteller während der ganzen Dauer der Herstellung des Versuchsgegenstandes selbst am Ort zugegen sein muß, und die Auferlegung der Verpflichtung, die Versuchsausführungen im Bau durch Photographie wie Beschreibung in allen ihren Einzelheiten festzulegen und der Bauverwaltung zu beliebiger Benutzung zur Verfügung zu stellen. Will der Antragsteller die Untersuchung zur Abfassung einer Doktordissertation benutzen, dann wäre demselben natürlich das Recht der ersten Mitteilung zuzubilligen.

IV. Über die Anregung zur Anstellung wissenschaftlicher Untersuchungen und über die Art vorzunehmender bautechnischer Versuche.

A. Anregung und Entschließung zur Ausführung einer praktischen Untersuchung.

Wie in Bezug auf die Theorie vorn erörtert ist, lehnt sich unser Denken immer an irgendeinen praktischen Fall, welcher uns die Anregung zum Nachdenken in dieser Richtung geboten hat. Es ist das dann gleichsam, wie wenn sich Eiskristalle an einen festen Punkt ansetzen; fehlt dieser feste Punkt, dann unterbleibt da unser Nachdenken, es findet andere Ansatzpunkte oder Anregungen. Auch bei der Kondensation von Dämpfen liegen die Verhältnisse ähnlich. Ich bin bisweilen einem Gedankengange etwas zu lange gefolgt und vom

Berufswege abgekommen; vgl. das Buch „Die Naturkraft“[1]). Die praktischen Anregungen wirken diesem aber entgegen. Darum erstrebte ich letztere, sei es durch literarische Studien oder noch lieber im Anblick der Wirkungen von Kräften draußen in der Natur. Berichtete der Telegraph von einer Sturmflut, dann reiste ich wiederholt an die Küste, um Beobachtungen anzustellen. Der eigentliche Sturm war dann allerdings vorüber, aber die Wirkungen desselben waren da.

So gelangte ich einst nach Geestemünde, wo der Deichfuß am Fischereihafen durch eine Klinkerrollschicht (vgl. Abb. 434) befestigt war. Als Bettung diente Weserkies von etwa Haselnußgröße. Der



Abb. 434. Wirkung einer Sturmflut.

Untergrund bestand aus geschüttetem aber doch festem Klaiboden, welcher zuvor eine Strohbestickung getragen hatte. Die deckende Strohlage war schon bei Legung der Klinkerschicht nicht mehr vorhanden gewesen. Die im Klaiboden belassenen, dort mit der Nadel eingedrückten Stümpfe der zuvor zusammenhängend über die Strohdecke fortlaufenden Befestigungsschnüre aus Stroh sind auf der Abbildung noch als Reihen dunkler Punkte zu erkennen.

Das Wasser hatte den rundlichen Kies in Bewegung gesetzt; derselbe war auf der glatten Klaischicht bei der verhältnismäßig

1) „Die Naturkraft“ von M. Möller, Verlag L. Friederichsen & Co., Hamburg. Preis 4 Mk.

steilen Böschung unter der Klinkerschicht abwärts gerutscht, diese unten hebend, so daß sie sich ausbauchte, während oben Hohlräume entstanden, welche einen Einbruch der Decke veranlaßten; vgl. Abb. 435. Die runde Krone (Abb. 434) hielt sich oben nur noch freitragend als Gewölbe.

Das wäre nun so recht ein Fall gewesen, welcher als Ausgangspunkt wirtschaftlich berechtigter Untersuchungen hätte gemacht werden können. Eine Meinung ging nämlich dahin, daß bei gänzlich fehlender Bettung, also bei Verlegung der Klinker direkt auf dem Klaiboden, das Ganze gehalten hätte. Die billigere Bauweise wäre da die bessere, so wurde behauptet. Man schreitet aber auch in solchen Fällen praktischer Anregung nicht zur Vornahme von wissenschaftlichen Untersuchungen, wie sie auch dort in der Folge unterblieben sind. Man dachte nur an die Erledigung der Sonderfrage: „Wie soll bei Ersatz der schadhaft gewordenen Uferschutzstrecken gebaut werden?“ Man wählte die doppelte Klinkerstärke, also Klinkerkopfpflaster, auf einer Bettung von Ziegelbrocken, welche durch ihre kantige Form sich fester lagern, und fügte eine massivere Kronenlage hinzu; vgl. Abb. 436. Diese Entschließung war durchaus richtig, so weit es sich um die damals zu erledigende Hauptaufgabe handelte. Daneben aber hätte eine Versuchsstrecke von mäßiger Länge für die Anstellung einer wissenschaftlichen Untersuchung zur Verfügung gehalten werden müssen, um daran festzustellen, ob die von einer Seite vertretene Anschauung Berechtigung besitze, nach welcher eine Rollschicht ganz ohne Bettung ausgereicht haben würde. Die Bettung soll doch nur verhüten, daß durch die Fugen der Abdeckung durch ein- und austretendes Wasser der Untergrund, hier der Klaiboden, ausgespült wird. Klaiboden nimmt aber wenig Wasser auf, und liegen die Klinker zudem unmittelbar auf, so wird auch die Menge des ein- und austretenden Wassers und seine spülende Wirkung einen Kleinstwert besitzen. Die Anschauung, daß man bei Klinkern auf Klaiboden eine Unterbettung mit Vorteil ganz fortlassen könne, ist also wissenschaftlich sehr wohl berechtigt.

Die Aufnahme, Abb. 436, ist am Tage nach einem Sturm, zur Zeit eines noch kräftigen Seeganges gemacht. Die auflaufende Welle füllt die Hohlräume hinter den Klinkern. Hinterdrein, wenn das Wellental die Stelle erreicht hat und das Wasser außen an der Böschung tief steht, fließt das eben zuvor hinter das Pflaster gedrungene Wasser aus den Fugen nach außen heraus. Man sieht auf der Abbildung, wie dasselbe außen an der Böschung abströmt. Oft spritzt es aus den Fugen hervor. Das gelegentliche Heraustreten einzelner Steine aus der Fläche der Böschung, wie auf dem Bilde



Abb. 435. Erster Beginn der Zerstörung, vgl. Abb. 434.



Abb. 436. Ersatz der Rollschicht Abb. 434 und 435 durch eine Klinkerkopfschicht mit Ziegelbrockenunterlage.

zu erkennen ist, wird durch solche von innen nach außen wirkende Druckkräfte bewirkt. Es ist daher diejenige Uferschutzbauweise die beste, welche das Eindringen von Wasser in der kurzen Zeitspanne des Vorüberganges eines Wellenberges erschwert, hingegen den Austritt von Wasser soweit ermöglicht, daß ein Absickern des Grundwassers bei fallendem Außenwasser durch die Drainage, z. B. durch die Fugen der Steine und bei großen hinteren Hohlräumen durch die Bettung und durch Öffnungen unten am Fuß der Deckung erfolgen kann.

B. Entwurf des Versuchsbaues und Ausführung der Untersuchung.

Der Versuchsbau darf in seiner Stärke nicht die Abmessungen eines Nutzbaues besitzen, falls nicht außergewöhnliche Kräfte verfügbar sind, um dessen Beschädigung oder Zerstörung herbeizuführen. Denn der Versuchsbau soll innerhalb einer recht eng begrenzten Zeit schadhaft werden oder ganz zu Bruch gehen, damit an demselben die Grenze seiner Widerstandsfähigkeit erkannt werden kann und damit zutage tritt, welche Verbindung oder welche Abmessung oder welches Material nicht genügte, und bis zu welcher Beanspruchung oder wie lange dasselbe widerstanden hat.

Die Versuche werden in eine Reihe nacheinander auszuführender Untersuchungen zu zerlegen sein, damit Mängel, welche durch einen kleinen Vorversuch leicht festgestellt werden können, hernach nicht dem ganzen Versuchsbau anhaften und den Hauptversuch wertlos machen.

Es ist also klar hervortretend, daß der Versuchsbau ganz anders angefaßt werden muß, als ein gewöhnlicher Nutzbau. Ein Hauptversuchsgegenstand kann allerdings zugleich ein Nutzbau sein; er mag den Abschluß einer Versuchsreihe bilden und dartun, daß die bei den voraufgegangenen Untersuchungen gesammelten und nun angewendeten Erfahrungen zu einer wirtschaftlich brauchbaren Bauweise geführt haben.

Die Umstände, unter denen der Versuchsbau entsteht, die Anregung, welche zu dessen Entstehung Veranlassung gab, die Begründung der gewählten Formen, Abmessungen und Lage desselben und alle bei seinem Bau hervortretenden Nebenumstände sind im Bericht aufzuführen. Die Art der Ausführung ist zu überwachen und durch Messung, Beschreibung und Photographie fortlaufend festzulegen. Zu strenge Bauvorschriften sollten nicht gegeben sein, da-

mit Abänderungen vom Entwurf, welche sich als notwendig erweisen, möglich sind. Der Versuchsbau ist zu einer Zeit auszuführen, welche sich für die bezügliche Bauweise eignet. Ist die passende Jahreszeit verstrichen, dann ist der Bau auf später zu verschieben. Wird der Versuchsbau durch einen Unternehmer hergestellt, dann ist dem Auftraggeber eine weitgehende Entschließungsfreiheit hinsichtlich nachträglicher Änderungen in Bezug auf Bauart und Bauzeit gegen eine einfache Schadloshaltung des Unternehmers im Vertrage offen zu lassen. Der Unternehmer darf nicht zu Garantieleistungen für das Gelingen des Versuches und für etwa entstehenden Schaden herangezogen werden können. Hingegen muß der Verwaltung im Vertrage das Recht eingeräumt sein, dem Unternehmer zu jeder Zeit die Arbeit gegen einfache Bezahlung der bisherigen Leistungen und der Kosten erster Einrichtung der Baustelle, welche im Vertrage benannt sein müssen, zu entziehen, wenn Zweifel hinsichtlich kunstgerechter Ausführung vorhanden sind, ohne daß darüber sonst jemand, als die Organe der Bauverwaltung, zu entscheiden hätte.

Alle Berichte über Art der Herstellung, über besondere Vorkommnisse und Beobachtungsergebnisse sowie das Endurteil sind mit dem Namen der Augenzeugen zu unterschreiben. Bei der Berichterstattung ist demjenigen, welcher den Versuch angeregt hat, eine Mitwirkung zuzubilligen. Meinungsverschiedenheiten haben auch im Bericht als solche zur Geltung zu kommen. Soweit in Bezug auf Anregung, Ausführung und Berichterstattung die beteiligten Personen nicht an sich schon auf eine Reisevergütung Anspruch haben, muß die leitende Verwaltungsstelle das Verfügungsrecht besitzen, denselben nach Ermessen der Verwaltung eine Reiseentschädigung zuzubilligen.

Unsere wasserbautechnische Wissenschaft würde in Bezug auf Belebung der Forschung und Vertiefung des Wissens der einzelnen Person sowie hinsichtlich schärferer Fassung von Erfahrungsergebnissen aus einer derartigen Fürsorge der Regierungen große Vorteile ziehen. Aber auch in wirtschaftlicher Beziehung steht der Nutzen eines solchen Unternehmens außer Frage. Insbesondere wäre auch erwünscht, daß andere große technische Betriebe des öffentlichen Bauwesens in Deutschland auf dem von Preußen in dieser Richtung schon teilweise beschrittenen Wege nachfolgen möchten.

V. Über einige von mir ausgeführte Untersuchungen und Versuche.

A. Verschiedenes.

Während meiner Ausbildung habe ich den theoretischen Teil unserer Studien bevorzugt, d. h. also zumal Mathematik und technische Mechanik mit Vorliebe betrieben. Ich behaupte, daß derjenige, welcher nur die Vorträge in diesen Lehrfächern hört, ohne die Anfangsgründe dieser Lehrgegenstände zu Hause in seiner Studierstube eingehend durchzugehn, z. B. auszuarbeiten, überhaupt kein hervorragender Konstrukteur werden kann. Er mag in anderen Richtungen später vielleicht Hervorragendes leisten; er wird aber eine gewisse Unsicherheit im Konstruieren und in der Beurteilung von Konstruktionen nicht verlieren; es sei denn, daß er das Versäumte später nachholt. Letzteres ist aber schwierig, da jedes neue Berufsjahr andere Anforderungen an uns stellt. Auch die Vorträge über Maschinenbau habe ich ganz gehört, obwohl wir Studierende des Baufaches damals noch in vollem Umfange an den Vorträgen und Übungen in der Architektur teilnehmen mußten; denn Hochbau- und Bauingenieurwesen waren in den technischen Hochschulen Preußens damals noch nicht nach Studienrichtungen getrennt. Vor Besuch der Hochschule hatte ich im Bauelevenjahr etwas Mathematik getrieben. Die Ableitung aller Differentiale auf verschiedene Arten lernte ich so kennen. Wenn nun auch die Anwendung der Mathematik mir in der Folge zu den angenehmsten Beschäftigungen gehörte, so bemühte ich mich doch daneben, die praktische Seite unserer Studien nicht außer acht zu lassen. So habe ich z. B. im ersten Studienjahr in Berlin bei der dortigen Kanalisation eine Zeitlang mit gemauert und gefugt.

Das Studium des Ingenieurbauwesens bietet uns bekanntlich nur wenig Anlehnung an praktische Untersuchungen, welche auf eine Bereicherung unserer Erfahrungswissenschaft hinzielen. Die neuere Zeit hat in dieser Richtung einen Fortschritt zu verzeichnen. Der Schwerpunkt wird fast ausschließlich auf eine Erziehung zu jenem klaren, subjektiven Denken gelegt, dessen wir in technischer Hinsicht befähigt sein müssen, um unsere Konstruktionen den Wirkungen auftretender Kräfte anzupassen. Dieser empfangenen Anregung folgend, beschäftigte ich mich auch später noch fortgesetzt mit der Beantwortung theoretischer Fragen über Wasser- und Luftbewegung,

über Wirbel und Wellen.[1]) Als ich einige Veröffentlichungen über Wellen im Innern elastischer Mittel geschrieben hatte, machte ich eine eigenartige Erfahrung. Einmal zeigte sich, daß eine derartig theoretisch forschende Tätigkeit keiner bestimmten Berufsrichtung zu folgen vermag; sie geht ihren eigenen Weg und durchquert Gebiete der theoretischen Ingenieurwissenschaften sowie allgemein physikalische Gebiete, ohne sich an gewisse berufliche Grenzen zu halten. Ferner erkannte ich, daß den Vertretern der Physik diese mehr subjektive Forschungsrichtung ganz fremdartig erscheint, da die Forschung dort fast ausschließlich vom Experiment, also von der Erfahrung ausgeht. Physiker, mit welchen ich mich über einige von mir erkannte Eigenschaften von Wellen im Innern elastischer Mittel unterhielt, sagten mir, daß eine Anerkennung der Richtigkeit und Bedeutung dieser theoretischen Ableitungen nur in Anlehnung an die Ausführung wissenschaftlicher Versuche zu erreichen sei. So verließ ich für Jahre diese sich ausschließlich auf eine Anwendung der Mechanik und Dynamik stützende Richtung theoretischer Forschung. Ich sehnte mich hinaus, wo gebaut wird, um nicht nur durch die Literatur, sondern auch durch die eigene Anschauung zu lernen und etwas praktische Forschung zu betreiben. Das aber ist sehr schwer erreichbar, da wir im Bauingenieurwesen die Einrichtung einer systematisch praktischen Forschung, wie eine solche die Grundlage der naturwissenschaftlichen Forschung bildet, im allgemeinen überhaupt noch nicht besessen haben. Es sind nur vereinzelt bei besonderen Gelegenheiten praktische Forschungen unternommen. Meine ersten Bemühungen, als ich Dozent wurde, zu irgend welchen wasserbautechnischen Untersuchungen herangezogen zu werden oder solche in den Ferien in Anlehnung an eine Verwaltungsstelle ausführen zu dürfen, wie z. B. Studien über die Wirkung von Buhnen an Flüssen oder ähnliches, mißglückten. „Es sei das nicht üblich," so hieß es. In der Folge fand ich aber Unterstützung durch Unternehmerfirmen. Zwar erreichte ich eigentlich nicht das, was mir als Ideal vorschwebte, die wissenschaftlich praktische Tätigkeit im Wasserbau als Selbstzweck, aber immerhin doch eine wissenschaftliche Mitwirkung bei praktischen technischen Unternehmungen.

1) Meine Abhandlungen über die Luftbewegung sind in der Deutschen Meteorol. Zeitschrift vom Jahrgang 1884 ab veröffentlicht. Meine erste Abhandlung erschien 1881 in der Österr. Zeitschrift für Meteorologie.

B. Versuche mit Betonbauten, insbesondere mit Uferschutz.

1. Der Gurtträger.

Damals hatte ich mir mehrere Bauweisen in Beton und Eisen erdacht, von denen die eine, der Gurtträger[1]), bei etwa 350 Bauten für Speicherdecken und für Brücken bis 24 m Spannweite Anwendung gefunden hat; vgl. Abb. 437. Ein umgekehrter Fall der Beanspruchung als bei Brücken liegt bei Gründungen vor, insofern als hier an den Endmauern eine Einzellast von oben und eine verteilte Last, der Verkehrslast der Brücke entsprechend, als Bodenpressung von unten nach oben wirkt. So habe ich gelegentlich der Hafenbauten in Magdeburg nach oben gebogene Eiseneinlagen (vgl. Abb. 438) als Umkehrung der Bauweise Abb. 437 empfohlen, um die Kellersohle gegen Auftrieb bei erhöhtem Grundwasserstande bruchfest zu machen.

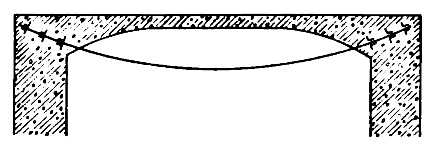


Abb. 437. Der Gurtträger als Brücke.

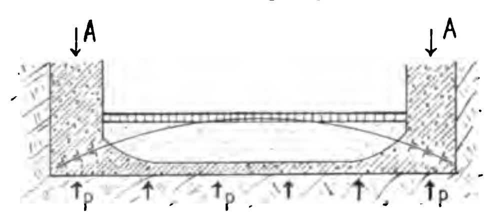


Abb. 438. Der Gurtträger bei Gründungen.

Eine Anwendung erfolgte erst später. Die Firma Dücker & Co. hatte in Düsseldorf eine Abwässer-Reinigungsanlage[2]) auszuführen und legte mir ihren Entwurf behufs Prüfung der Standsicherheit des Bauwerkes unter Annahme eines hohen Grundwasserstandes vor. Ich empfahl wieder die nach oben gebogenen Eiseneinlagen, welche alsdann auch angewendet worden sind.

2. Betonrohre.

Andere Vorschläge von mir bezogen sich auf Betonrohre mit Eiseneinlagen und verstärkten Wandungen[3]), welche bald fortlaufend Verwendung fanden.

Die Einführung der Gurtträger verdanke ich den Firmen Drenckhahn & Sudhop in Braunschweig, Rud. Wolle in Leipzig wie

1) Gurtträger-Decken, Zeitschr. f. Bauw. 1897, S. 143 u. Bl. 17.
2) Vgl. Deutsche Bauzeitg. 1904, S. 619, Abb. 17.
3) Diese Konstruktion ist der Firma Drenckhahn & Sudhop, Braunschweig, durch D. R. Patent geschützt.

Holm & Molzen in Flensburg; diejenige der Rohre ersterer und letzterer Firma.

3. **Zement-Erdanker** (Abb. 439).

Auf dem Binnenschiffahrtskongreß in Paris 1902 wurde über Uferschutz von Kanälen verhandelt. Das veranlaßte mich, über die Befestigung einer dünnen Betondecke an einer gegen das Abrutschen standfesten Böschung einige Untersuchungen anzustellen. Als einfachstes Mittel ergab sich die Herstellung eines Loches im Erdreich durch einen Dorn und Vorschläger, die Einfügung eines Drahtes *D* (Abb. 439) in das Loch und die Ausfüllung desselben mit Mörtel. So entstand der Zement-Erdanker *AB* (Abb. 439). Mit Hilfe von Quer- und Langeisen oder Splinten *E* läßt sich die Betondecke dann mit dem Anker verbinden. — Später erwies sich als zweckmäßig an Binnengewässern bei Lehmboden und überall an der See, Eiseneinlagen von oben nach unten auf der Böschung zu verlegen und im Beton einzubetten (vgl. Abb. 440). Es entstehen andernfalls leicht horizontale Risse, die sehr nachteilig sind.

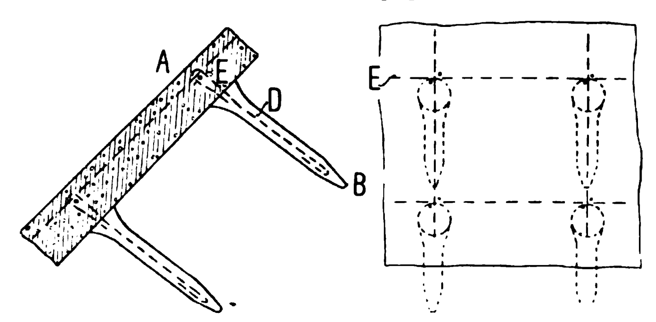


Abb. 439. Betonuferschutz, befestigt durch Zement-Erdanker.

Besondere Schwierigkeiten bereitet die Entstehung wilder Risse in den Betonplatten.

Um zu verhüten, daß die nachteiligen, S. 506 geschilderten Ausspülungen von Boden hinter dem Uferschutz hier stattfänden und Hohlräume entständen, wollte ich die Decklage tunlichst zusammenhängend, also fugenfrei, herstellen. Eine Drainage am Fuß der Platte muß aber bestehen bleiben, um bei absinkendem Außenwasser einen hinreichend widerstandsfreien Austritt des Grundwassers hinter der Böschung unten zu gestatten, andernfalls die Decklage durch Druck von hinten zerbrechen würde. Es bildeten sich nun aber infolge eintretender Temperaturspannungen und infolge von Bewegungen im Boden bei Frost wilde Risse in der Betondecke, welche dazu führten, daß später von vornherein Teilfugen angeordnet wurden. Da durch diese die Gefahr der Ausspülung gegeben war, wurden sie durch Unterlagen und Einlagen aus doppelt geteerter Dachpappe gedichtet.





Abb. 441. Uferschutzarbeiten am Teltow-Kanal.
Eigene Aufnahme.



Abb. 442. Behandlung der Kanten bei Teilfugen am Uferschutz des Teltow-Kanales.
Eigene Aufnahme.

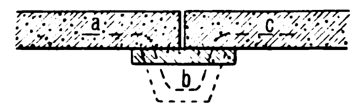


Abb. 443. Stoß der Platten.

Am Stoß der Platten sind verbindende Eisen *abc* (Abb. 443) eingelegt und zwar nur nahe der oberen Uferschutzkante in der Böschung, um zu verhüten, daß sich eine einzelne Platte für sich allein aufheben läßt. Die gebogene Form dieser Eiseneinlage soll bewirken, daß den Platten am Ort der Fuge nach der Längsrichtung eine kleine Bewegungsfreiheit verbleibt.

5. Uferschutz bei Lingen.

Auf sehr leicht beweglichem Sandboden hält sich Pflaster nicht gut. Es bilden sich Hohlräume unter dem Pflaster, da der feine Sand leicht ausgewaschen wird und durch die Pflasterfugen hin-



Abb. 444. Betonuferschutz bei Lingen als Pflasterfuß.
Eigene Aufnahme.

durchtritt. An der Einfahrt zum Hafen bei Lingen war auf diese Weise Pflaster in Abbruch geraten. Der als Ersatz angewendete Beton-Uferschutz hielt sich dort gut; vgl. Abb. 444. Weitere Strecken sind da am Dortmund-Ems-Kanal noch in ähnlicher Weise ausgeführt.

6. Uferschutz Oldenhörn auf der Nordseeinsel Föhr.

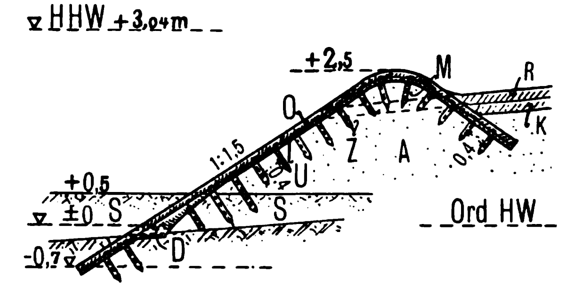


Abb. 445. Uferschutz Oldenhörn bei Wyk auf Föhr, ausgeführt 1895.

Es bedeutet *S* beweglichen Strandsand auf festem braungelbem gewachsenem Boden, *A* eine künstliche Sandschüttung vor einem Leuchtfeuer, *U* ist eine Unterlage aus magerem Beton (1 Zem., 8 Sand), *O* eine Decklage aus besserer Mischung (1 Zem., 5 Sand und Steine vom Strande), *Z* sind Zement-Erdanker, *R* ist eine Rasenabdeckung auf Klaiunterlage *K*. *M* sind Mulden zum Abfluß des Wassers von der Rasenböschung *R*, in Abständen voneinander angelegt. *HHW* bedeutet größte Sturmflut. Das *Ord HW*, gewöhnliches mittleres Hochwasser der Flut, liegt auf $\pm$ 0.

Dieser Uferschutz bildet eine meiner ersten Uferschutzausführungen an der See, vgl. die Abb. 445—454 (Aufnahmen vom Photographen W. Lind in Wyk); er wurde von einem Mißgeschick betroffen.



Abb. 446. Der Fuß des Uferschutzes bei Wyk auf Föhr.

Die Arbeit sollte vor Eintritt der Herbststürme vollendet sein. Die Erdarbeit verzögerte sich aber, und ein großes Hochwasser trat schon am 4./5. Oktober ein; es vernichtete einen Teil der begonnenen Arbeiten.

Abb. 446, S. 517 bietet einen Blick in die Baugrube. Der Fuß des Schutzes reicht bis 1,2 m unter Strandhöhe. Durch einen aus Sandsäcken hergestellten Damm wurde die Fundamentgrube zuzeiten verteidigt, wenn das Wasser etwas über seine gewöhnliche Höhe stieg und den Bau bei Hochwasser alsdann erreichte. Am Fuß



Abb. 447. Das Aufbringen der Unterlage.

(Abb. 446) sind Abzugslöcher für Grundwasser belassen, welche mit Kies gefüllt wurden. Abb. 447 zeigt, daß die Decke in zwei Lagen hergestellt ist; die untere, die als Unterlage U (Abb. 445 und 447) dienen soll, ist 4 cm stark und aus einer Mischung von 1 Teil Zement und 8 Teilen Strandsand hergestellt. Süßwasser wurde für die Bereitung des Betons verwendet. Der Versuch, den Beton ohne eine solche Unterlage auf dem losen Dünensand zu stampfen, erwies sich als untunlich; der Beton wurde dann nicht hinreichend fest. In die frische Unterlage wurden die Zement-Erdanker Z (Abb. 446) gesetzt, deren hervorstehende Drahthaken in den Abbildungen zu sehen sind.

Abb. 448 zeigt, wie hierüber ein Drahtnetzgewebe gelegt ist und dann die Decklage O von 8 cm Stärke aufgebracht wird,



Abb. 448. Stand der Arbeiten am Nachmittage vor der Sturmflut.



Abb. 449. Stand der Arbeiten am Nachmittage vor der Sturmflut.

Mischung 1 Teil Zement und 5 Teile Sand und Steine vom Strand. Die Unterlage war auch deshalb verwendet, weil es sich

gezeigt hatte, daß wegen der vorgerückten Jahreszeit für die ganze von der Bauverwaltung hergestellte Sandschüttung, welche geschützt werden sollte, schon bei Beginn der Arbeit Gefahr vorhanden war. Gleich am ersten Arbeitstage berührte die See die Sandschüttung; diese rutschte in Schichtstärken von 1 m ab, wiewohl damals wenig Wind herrschte. Das Wasser war nur infolge Springflut bei Neumond um 90 cm über die normale Hochwasserhöhe gestiegen. Es galt daher in den nächsten vierzehn Tagen bis zu der bei Vollmond eintretenden, nächsten Springflut den Bau tunlichst soweit



Abb. 450. Am Morgen nach der Sturmflut.

zu schützen, daß eine Springflut oder mäßige Sturmflut unschädlich verlaufen würde. Und diese konnte eintreten, denn der Oktober nahte. Leider disponierte ich nun nicht richtig. Ich nahm eine zu lange Strecke auf einmal in Angriff, insbesondere galt das in Bezug auf den Aushub hinter dem Uferschutz, vgl. Abb. 449, wo die Betondecke nach rückwärts zu verlängern war. Das war im Entwurf vorgeschrieben, um bei einer Hinterspülung eine Unterwaschung des Schutzwerkes von hinten her zu verhüten. Die untere Betonlage des Schutzwerkes, Abb. 451, war schon bis nahe an den Scheitel k ausgeführt. Um aber den Ablauf der Sturzsee von der Rasenböschung df zu bewirken, waren Mulden cd in gewissen Abständen anzulegen. Ich hätte nun weder den Graben def zur Herstellung

der Betondecke *de* in ganzer Länge ausheben sollen (vgl. Abb. 449), noch hatte ich nötig, der Strecke *de* vorher eine Unterlage zu geben. Ferner hätte ich die Mulden und die über Landhöhe reichende, runde Kappe, deren Herstellung Zeitaufwand erforderte, noch nicht anlegen und zunächst überhaupt nicht berücksichtigen sollen. Es hätte vielmehr die Unterlage von 4 cm Stärke von *a* bis *c* und weiter auf der ganzen Strecke bis *d* durchgeführt werden müssen, als wenn die erhöhte Kappe *ckd* überhaupt nicht herzustellen gewesen wäre. Die Aufgrabung *def* hätte zunächst ganz unterbleiben müssen und hernach nur in kleinen Strecken mit nachfolgender Ausfüllung durch Boden durchgeführt werden dürfen. Leider war nun das Bauwerk, sowie die Arbeit einmal begonnen, einem Angriff von hinten her ausgesetzt. Am Abend vor der Sturmflut ließ ich infolge schon beginnender unruhiger Witterung alles Gerät und Gerüst vorn wegräumen und auf die Krone des Dammes legen. Es ging aber nachts trotzdem verloren. Als ich infolge des Sturmes nach Mitternacht aufwachte und zum Bau ging, stand das

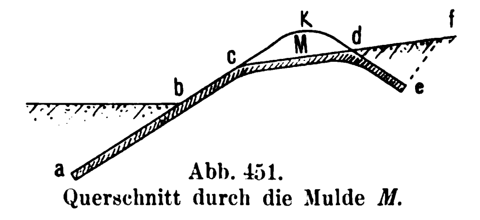


Abb. 451.
Querschnitt durch die Mulde *M*.



Abb. 452. Am Morgen nach der Sturmflut vom 4./5. Oktober 1895.

Wasser so hoch, daß es durch die angelegten Muldenöffnungen *M* sich mit Macht in den hinteren Graben *def*, Abb. 451, ergoß und bei fallender Welle wieder seewärts zurückflutete, den Sand mitnehmend. Bis auf die erste Mulde, Abb. 450, waren die übrigen noch ohne Betonlage verblieben, hatten doch seit Beginn der Arbeit erst 13 Arbeitstage zur Verfügung gestanden. Von diesen ungeschützten Mulden aus wurde nun der Sand fortgewaschen und ebenso von der noch ungeschützten Krone, vgl. Abb. 449. Die Betondecke von nur 4 cm Stärke ragte vorn 80 cm hoch frei im Wasser empor. Sie wurde durch die Anker noch in dieser Lage gehalten, brach hernach aber ab, als die Wellen hinten immer mehr Sand fortspülten. Am vorderen Kopf, wo Krone und Mulde schon die Betonunterlage erhalten hatten, hielt sich der Bau, vgl. Abb. 450. Auf der übrigen Strecke blieb er nur bis nahe unterhalb der Mulden bestehen, wo keine Ausspülung erfolgt war. Der von den Wellen oben fortgerissene Sand lag unten am Fuß des Dammes. Die normale Strandhöhe befand sich etwa 60 cm unter Kopfhöhe der unten rechts in Abb. 452 zu erkennenden drei Buhnenpfähle. Der Beton, welcher in den letzten Tagen vor der Flut hergestellt war, ist natürlich überhaupt ganz zerstört worden.

In der Folge trat gutes Wetter ein. Ich reiste nach Braunschweig zurück, da meine Vorträge zu beginnen hatten, besichtigte



Abb. 453. Vollendung des Baues.



Abb. 454. Die Krone des Uferschutzes im Sturm am 7. Dezember 1895.

aber den Bau noch einmal, als derselbe fast fertig war. Damals ließ ich auch kleine Versuchsplatten aus Beton von verschiedenen Mischungen anfertigen. Eine folgende Sturmflut schwemmte im Dezember desselben Jahres, vgl. Abb. 454, auf weite Strecke hin eine Sandschicht von 80 cm Stärke vom Strande ab. Die Versuchsplatten standen wie auf Stelzen, sie wurden zwar durch die Anker gehalten, waren aber wertlos geworden, da der seitliche Abschluß ringsum gefehlt hatte. Sie sind dann weggeräumt.

Als im Dezember etwa vier Wochen nach Vollendung des Baues von der Deutschen Seewarte jener Sturm gemeldet wurde, telegraphierte ich Herrn Lind, um eine Aufnahme bittend. Zur Zeit dieser Aufnahme, siehe Abb. 454, war der höchste Stand des Hochwassers allerdings schon einige Stunden vorüber. Die Wellen schlugen aber noch über die Krone des Baues. Dieser hatte sich gehalten. Einige Risse waren aber doch am nördlichen Ende entstanden, wo eine seitliche Unterwaschung eingetreten war, und wo der gewachsene Boden tiefer liegt als der Fuß der Betondecke.

Mitte Januar 1904 veranlaßte eine Sturmflut nordwärts und südwärts vom Bau erheblichen Uferabbruch, vgl. Abb. 455. Der Schutzbau hat sich im ganzen gut bewährt. Ich würde in Zukunft aber nicht wieder 12 cm Stärke wählen, sondern vielleicht 15 oder 20 cm. Die Zement-Erdanker würde ich in beschränkterer Zahl und auch in

anderer Weise verwenden, da die dort benutzten, kurzen Anker in Sandboden nicht hinreichenden Halt finden. Außerdem wäre Sorge zu tragen, daß die im Beton durch das Setzen der frischen Sandschüttung unvermeidlich eintretenden Risse nicht zu unschön auffallen und nachteilig wirken. Es kann daher nach erfolgtem Setzen des Bauwerkes, also etwa nach Ablauf eines halben Jahres, Verkleidung mit Klinkerrollschicht oder Klinkerflachschicht, in Zementmörtel verlegt, in Frage kommen, oder ein Plattenbelag aus Beton.



Abb. 455. Das Ufer im Norden des Uferschutzes nach der Sturmflut vom 15. Januar 1904.

Ferner wäre nicht erst die ganze Erdarbeit zu vollenden und dann mit deren Schutz zu beginnen, sondern der erste Schutz, die Unterlage, sofort unten ringsherum aufzubringen, damit nicht zu viel Boden ungeschützt daliegt. Die Anwendung von Trennungswänden, wie deren Herstellung nach dem ersten Hochwasser seitens der Bauverwaltung angeordnet wurde, ist auch jedenfalls zu empfehlen. Es zeigte sich wiederholt bei Uferschutz, daß ein entstandener Schaden seitlich durch Auswaschung von Boden an Ausbreitung gewonnen hatte.

7. Auf der Hallig Gröde

sind auch Versuche mit Uferschutz aus Beton angestellt. Es wurden von der Bauverwaltung zum Teil Betonquader verwendet, die vorher gestampft und erhärtet waren. Aber auch mit frisch an Ort und Stelle hergestelltem Beton sind Versuche gemacht. Als mit letzterer Arbeit begonnen war, reiste ich dorthin. Die Witterung war unruhig, und die ganze Hallig stand unter Wasser, als unser Dampfer in deren Nähe kam. An eine Landung war nicht zu



Abb. 456. Hallig Gröde bei ablaufendem Wasser.
Eigene Aufnahme.

denken. Ich mußte einige Tage auf Amrum bleiben, bis der Wind sich etwas legte. Mit einem gedeckten Segelboot kamen wir an einem Spätnachmittage an der Hallig an; sie stand wieder ganz unter Wasser. Wir warteten im Kutter so lange vor Anker, bis die Insel frei wurde und ruderten dann an Land. Abb. 456 zeigt das Ablaufen des Wassers. Links vom Baugleise steht das Halligland noch unter Wasser, rechts liegt das Watt, welches bei Niedrigwasser trocken läuft.

Abb. 457 läßt die Baugrube erkennen, an deren Böschung der Versuch mit frischem Beton gemacht werden sollte. Links ist mit der Arbeit schon begonnen. Die Grube steht nun aber unter Wasser.

In der Folge war die ganze Baustelle noch zwölfmal überschwemmt. Dann trat besseres Wetter ein. Aber der Beton erhärtete auf dem von Salzwasser durchtränkten Boden nicht hinreichend. Auch waren hier künstliche Fugen angelegt, deren Ränder Angriffspunkte boten. Bei späteren Sturmfluten erwies sich dieser an Ort und Stelle hergestellte Beton als brüchig und die Kraft der Wellen als so stark, daß große Stücke der Tafeln abgehoben und fortgeschleudert wurden. Die Drähte der Zement-Erdanker von 5 mm Stärke rissen ab. Die Anker blieben im Boden stecken. Bei einer Wiederholung würde



Abb. 457. Baugrube der Uferschutzversuche auf Gröde.

man zu stärkeren Abmessungen der Befestigungseisen übergehen müssen und für die obere Decklage wahrscheinlich vorher fertig hergestellte Platten wählen, die am Boden mit Ankern zu befestigen wären. Ein kleiner Versuch solcher Art ist am Südende des befestigten Ufers von der Firma Holm & Molzen und mir gemeinsam ausgeführt. Es ist nicht ausgeschlossen, daß am Boden befestigte Platten auf einer Unterlage von frischem Beton, letztere zur Vermeidung durchgehender Fugen verwendet, Erfolg haben könnten. Auch die starken Betonquader haben zum Teil den Wellen nicht standgehalten. Ein wirtschaftlicher Nutzen soll aus der Verwendung von Beton an Stelle des vorzüglichen Pflasters aus schweren Findlingen nach diesen Versuchen nicht zu erhoffen sein. Ich besuchte

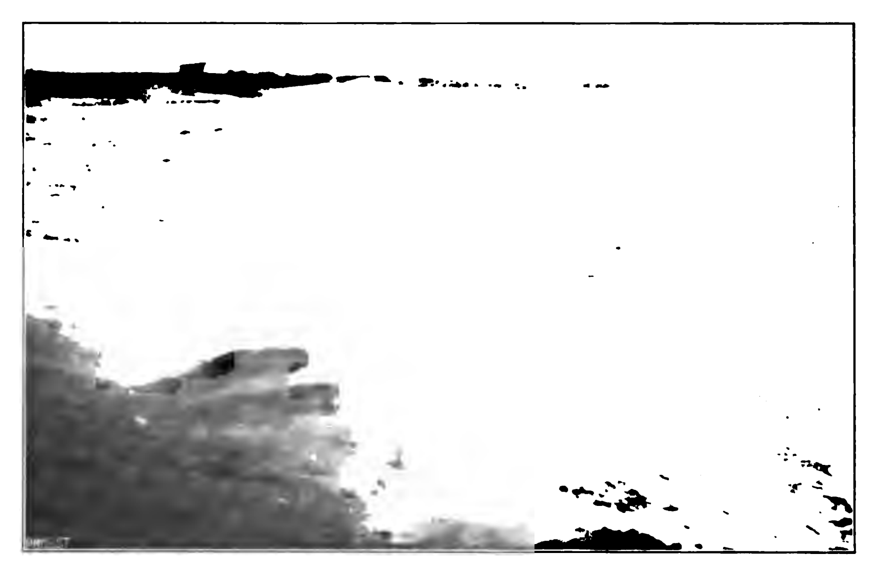


Abb. 458. Das Ablaufen der Flut mit Sturm aus West bei Hallig Gröde.

seither die Hallig nicht wieder und besitze daher persönlich kein abschließendes Urteil.

Abb. 458 zeigt das Wattenmeer mit kommender Flut bei Sturm aus West. Das war am folgenden Morgen nach meiner Ankunft auf



Abb. 459. Hallig Gröde unter Wasser.

Gröde. Bald stieg das Wasser über den Uferrand, das Gelände der ganzen Insel überschwemmend. Um Mittag stand die Insel $1^1/_2$ bis 2 m unter Wasser. Das Vieh war von den Weiden auf die Werften getrieben. Eng zusammengepfercht umlagerte es da die wenigen Häuser der Werft. Ich aber las da, die Witterung und die Vorgänge am Wasser beobachtend, das kleine Buch von Birnatzky „Die Hallig“ (Reclams Bibliothek).

Abb. 459 zeigt den Blick von der größeren Werft auf das die Insel bedeckende Wasser und auf die zweite Werft der Hallig mit dem Schulhause.

Alle Vorrichtungen für die Bauausführung waren gestört, die Leutebude schwamm weg, alle Materialien waren wüst durcheinander geworfen oder weggeschwemmt; die Landebrücke mit dem Dampfkran des Unternehmers der Steindeckarbeiten war zerschlagen und der Kran abgestürzt. Meine Nivellierlatte trieb 14 km weit über See und landete am Festlanddeich.

8. Bückings Schraubenanker.

Auch mit der interessanten Ankerkonstruktion von Bücking sind dort Versuche angestellt. Da aber die verwendeten Drähte weniger hielten als der Anker im Boden und die zu befestigende Decke zu wenig widerstandsfähig war, so gelangte die große Haftfähigkeit dieser Anker, ebenso wie dies bei den Zement-Erdankern der Fall war, dort nicht zur Geltung.

Der Schraubenanker von Bücking[1]), vgl. Abb. 460, besteht aus einer schraubenförmigen Platte P, welche mit einem Schlüssel S in den Boden geschraubt wird. Ein Draht, welcher durch Löcher der Platte gezogen und im Innern des hohlen Schaftes des Schlüssels abwärts und wieder aufwärts reicht, wird gleichzeitig mit dem Eindringen der Schraube und des Schlüssels

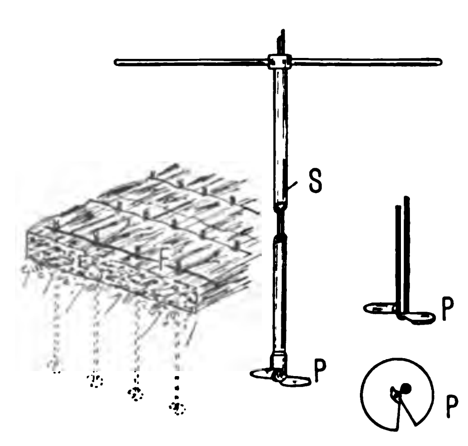


Abb. 460. Bückings Schraubenanker.

1) Anfertigung dieser Ankerscheiben, nebst zugehörigem Schlüssel, letzerer zu vielfach wiederholter Verwendung, durch O. Huck, Bremen, Georgstraße 40. — Auch genauere Anweisungen sind von dort zu beziehen.

in den Boden eingeführt. Bei Drehung des Schlüssels nach links herum läßt er im Boden die Schraube los, er ist dann herauszuheben. Die Drähte werden nun benutzt, um Faschinenwerke *F* oder wie hier die Betondecke am Boden zu befestigen.

9. Uferschutz Holtenau-Friedrichsort.

Abb. 461 zeigt einen Uferschutz an der Kieler-Föhrde. Durch Bodenaushub beim Bau des Nordostseekanals und Verwendung des



Abb. 461. Uferschutz Holtenau-Friedrichsort.

Bodens zur Aufhöhung des Strandes war Gelände gewonnen. Das Ufer desselben befand sich stark in Abbruch und sollte geschützt werden. Dabei galt es, mit einem Kleinstbetrage an Kosten auszukommen, da der Uferschutz in wenigen Jahren vielleicht wieder beseitigt werden würde — so war damals die Ansicht —, um Kaimauern oder Hafenanlagen Platz machen. Unter diesen Umständen wurde nur eine dünne Betonschicht von 6 cm Stärke ohne Eiseneinlagen, jedoch durch Zement-Erdanker gehalten, verwendet. Mit Ausschluß einer Strecke, wo sich bei anhaltendem Regenwetter schwimmender Lehmboden zeigte, hielt dieses Deckwerk in den

ersten Jahren ganz gut. Dann zeigten sich aber die Mißstände, welche jeder Uferschutz im Gefolge hat. Die Höhe des Vorstrandes sank. Der Fuß der Deckung wurde frei, und es traten Unterwaschungen ein. Auch bildeten sich in der Decke schadhafte Stellen, welche bei nachfolgenden Sturmfluten zu Abbrüchen und zur Erneuerung längerer Strecken Veranlassung gaben. Dabei ist dann eine Betondecke von 10 cm Stärke mit Eiseneinlagen und Einteilung in Feldern gewählt worden. Auf Strecken dieser Ausführungsweise sind keine Ausbesserungen notwendig geworden. Das fortgesetzte Heruntergehen des Strandes wird aber auf der ganzen Strecke dauernde Nacharbeiten veranlassen.

Im Sommer 1905 sind auch Strecken ohne Anker ausgeführt, dafür aber mit Teilwänden oder Pfeilern aus Beton versehen, welche von Mitte zu Mitte in Abständen von 3,5 m angelegt sind, darüber eine Decklage aus Beton von 15 cm Stärke. Zum Vergleich wurde daneben auch dieselbe Anordnung gewählt, aber mit Eiseneinlagen in der Decke, welche an Eiseneinlagen der Pfeiler befestigt sind, sowie mit anderen in der Böschung aufwärts gehenden Eiseneinlagen von 8 mm Durchmesser, die oben durch größere Zement-Erdanker gehalten sind.

Auch in Neufahrwasser (vgl. Abb. 440, S. 514) riß die Sturmflut vom 13./14. Januar 1905 die Strandsicherung, bestehend aus Faschinen und Steinpackung, von einem im Jahre 1900 an der Westerplatte ausgeführten Uferschutz fort und spülte den Sand vom Strande weg, so daß die Fundamente frei lagen. Gleichzeitig trat oberhalb des Uferschutzes eine bedeutende Abspülung ein. Das Wasser lief nun hinter dem Uferschutz durch, den leichten Sandboden mitführend, bis an diesen Strecken die Betonplatten herabrutschten. Als Ersatz ist im Frühjahr 1905 ein tiefer greifender und auch höher emporreichender Uferschutz mit verstärkten Ankern ausgeführt, nachdem dort das Gelände durch eine Dammschüttung erhöht worden war.

Ein früher bei Cranz unweit Königsberg[1]) hergestellter Uferschutz, welcher von vornherein einen tiefer greifenden Fuß und eine größere Höhe erhalten hatte, als die erste Ausführung bei Neufahrwasser, hat die große Sturmflut vom Winter 1904/5 gut überstanden.

Die Einführung meiner Uferschutzbauweisen verdanke ich zumal der Firma Holm & Molzen in Flensburg sowie den Firmen Drenckhahn & Sudhop, Braunschweig und Rud. Wolle, Leipzig.

1) Ausgeführt Sept. 1900 durch H. & M. und dem Techniker Herrn Engel. — Vgl. auch über ältere Uferschutzbauten bei Cranz: „Deutsche Bauztg." 1877, S. 398.

Gerne hätte ich festgestellt, welcher Uferschutz sich in einem einzelnen Falle wirtschaftlich günstiger stellt: derjenige mit flacher Böschung in dünnerer Schicht oder derjenige in steilerer Böschung mit stärkerer Betonlage. Ersterer ist zufälligen oder mutwilligen Beschädigungen leichter ausgesetzt; letzterer unterliegt dagegen einem Erddruck von hinten bei aufgeweichtem Boden.

Sehr wichtig ist es, in der Folge festzustellen, wie die Entstehung von Höhlungen hinter Uferschutz, bedingt durch eine Fortspülung von Boden durch hinter der Deckung eindringendes Regenwasser oder durch Wasser von überschlagenden Wellen, sicher zu verhüten ist. Die Beantwortung dieser Frage erscheint fast wichtiger als diejenige nach der besten Befestigungsart der Decke.

10. Uferschutz aus Balken aus Eisenbeton mit Platten.

(Gesetzlich geschützt.)

Entwurf für einen Uferschutz am städtischen Hafen bei Husum.

Der Boden besteht aus Schlick, gewachsenem Klaiboden und aus Sandschüttung, welche auf die niedrigen Wiesenflächen aufgebracht wird, um für Industrie- und Handelszwecke ein größeres Hafengelände zu gewinnen. Das Gelände ist eingedeicht. Sturmfluten sind durch die Hochwassertore einer Seeschleuse abgehalten. Das Seewasser steigt schon bei gewöhnlichem Hochwasser an der zu schützenden Böschung hinauf, so daß die Verwendung von einem an Ort und Stelle gestampften Beton dort ausgeschlossen ist. Plattenbelag kommt also in Frage.

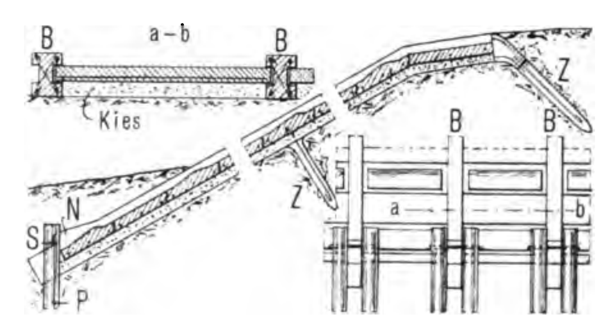


Abb. 462. Entwurf eines Uferschutzes für die Hafenböschung bei Husum.
Eigene Bauweise, gesetzlich geschützt.

Auf die Böschung werden Betoneisenbalken *B* verlegt, unten durch Pfähle mit Splint *S* und Nase *N*, oben durch Zement-Erdanker *Z* gehalten. Die Balken haben Schlitze, in welche die Platten von oben her hinabgelassen werden; sie schweben dann fluchtrecht über der Böschung und werden so einzeln von oben her mit kiesigem Sande hinterstopft, so grob, daß derselbe durch die Fuge



Abb. 463. Bau des Klärbeckens für München-Gladbach und Sicherung der Sohle gegen Auftrieb durch Zement-Erdanker.



Abb. 464. Sohle des Klärbeckens mit Teilfugen; ausgeführt von Dücker & Co., Düsseldorf.

zwischen Platte und Balken, welche zudem klein ausfällt, nicht ausgewaschen wird.

Die Vorteile der Bauweise treten klar zutage. Das Material gelangt nur in völlig erhärtetem Zustande mit dem Seewasser in Berührung; es hält sich daher gesund. Eine gute, ordentliche Ausführung läßt sich leicht erreichen. Für Drainage ist gesorgt, so daß bei fallendem Wasser das Grundwasser hinter den Platten absickern kann, ohne hydrostatischen Druck hinter dem Belag zu erzeugen. Die Fugen schließen aber hinreichend dicht, um ein Austreten der kiesigen Sandbettung zu verhindern. Die starken Eisenbetonbalken sind sehr bruchfest. Ferner ist das Deckwerk auch nicht glatt. Es bricht sich die längslaufende Welle an jenen Balken. Jede zweite Platte kann, wie hier dargestellt, einen Buckel erhalten, wodurch jene Wirkung erhöht und das Herabgleiten von Personen ins Wasser vermieden wird. Die Ausbesserung einzelner Stellen ist sehr leicht möglich. Auch das Umlegen der ganzen Schutzdecke läßt sich bei einer Änderung in der Verwendung des Ufers in einfacher Weise bewerkstelligen.

11. Auch zur Sicherung von Grubensohlen

gegen Auftrieb infolge vorhandenen Grundwassers sind meine Zement-Erdanker bisweilen verwendet. Abb. 463 und 464 zeigen die größte Ausführung dieser Art. Die Baugrube wurde durch rings um dieselbe geschlagene Rohrbrunnen trocken gehalten, welche durch eine Saugeleitung miteinander verbunden waren; siehe diese rechts oben in Abb. 464.

Die Versuche über die Haftfähigkeit der Anker ließ der Bauleiter, Herr Stadtbaumeister Valentin, ausführen. Es galt festzustellen, ob meine der ausführenden Firma Dücker & Co. schätzungsweise gemachten Angaben, die meiner für jene Firma auf deren Wunsch aufgestellten, statischen Ermittelung zugrunde gelegt worden waren, der Wirklichkeit, insbesondere auch den dortigen Bodenverhältnissen, entsprächen.

Die Anker saßen 1,5 m im Boden, bestanden aus Betonzylindern von 25 cm Durchmesser mit Rundeiseneinlagen; diese waren unten mit Kopf und Unterlegscheibe versehen. Die Löcher wurden unter Benutzung von Futterröhren gebohrt. Nach Einsetzen des Eisenankers erfolgte das Ausbetonieren der Löcher mit Kiesbeton, der kräftig gestampft wurde. Gleichzeitig ist das Hilfsrohr nach und nach herausgezogen, so daß der ungefüllte Teil des Loches geschützt blieb, hingegen der Beton sich unter dem Rohr fest gegen das Erd-

reich lehnte. Oben am Anker war ein Auge geschweißt. Kräftige Splinte stellten die Verbindung mit dem Beton der Platte her.

Der ausgeführte Versuch ergab als Haftfähigkeit des einzelnen Zement-Erdankers im Boden über 2000 kg.

Eine größere Kraft gab die Versuchsvorkehrung nicht her. Bei Aufstellung der statischen Berechnung wurde das Gewicht des Bodens unter Wasser nach Abzug des Auftriebes zu 900 kg/cbm angenommen; ferner ist zu beachten, daß bei geringer Entfernung der Anker der Boden, welcher auf den einzelnen Anker wirkt, von geringerer Masse ist, als bei einem einzeln stehenden Anker, bei welchem sich ein Kegel von anhaftendem Boden, mit der Spitze nach unten, rund um den Anker herum voll ausbilden kann. Ferner wurde hinsichtlich des Widerstandes gegen Auftrieb bei hohem Grundwasser mit erforderlicher Sicherheit gerechnet. Zufällig stellte sich nach Vollendung des Beckens ein höchster Grundwasserstand im Gelände ein, welchem die Sohle gut widerstand.

Die Teilfugen waren benötigt, um die Bildung wilder Risse im Beton zu verhüten; die Ausfüllung derselben erfolgte mit einer Asphaltmasse.

Außer der Firma Dücker & Co., welche sich für die Verwendung dieser Bauweise sehr interessierte und ja auch die Garantie für deren Erfolg übernahm, hat auch die Firma Rud. Wolle in Leipzig die Einführung dieser Sohlensicherung, z. B. bei Teergruben, veranlaßt.

Es sei noch erwähnt, daß die genannten Versuche und Nutzbauten, bei welchen ich mitwirkte, meine Erfahrung nicht nur in der gerade vorliegenden Sache bereicherten, sondern von weitergehender Bedeutung für mich geworden sind. Während theoretische und literarische Studien uns an den Wohnort fesseln, führten mich jene praktischen Bestrebungen auf viele Baustellen hinaus, wo mir von den bauleitenden Herren Kollegen in liebenswürdiger Weise alles Interessante und Wissenswerte gezeigt wurde, so daß die Durchführung eines einzelnen Versuches für mich zugleich den Erfolg einer Studienreise hatte.

— — — — —

Die Durchführung der hier vorliegenden Bearbeitung des Wasserbaues ist mir wesentlich durch Mitwirkung des Technikers Herrn Engel erleichtert worden, welcher auch die meisten der hier gegebenen Zeichnungen nach meinen Skizzen angefertigt hat.

Sachregister.

(Die Ziffern hinter dem Artikel bedeuten die Seitenzahlen.)

